



DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Ein Beitrag zur Berechnung von Stabilitäts-, Spannungs- und Verformungsproblemen bei Steinschüttdämmen anhand eines Fallbeispiels

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des Akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs
unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Peter Tschernutter**
und

Univ.Lektor Dipl.-Ing. Dr.techn. **Mathias Smesnik**

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie
Forschungsbereich Wasserbau
E222

Eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen
von

Sanja Krstic

01529236

Lorenz Müller Gasse 1A 5052, 1200 Wien

Wien, November 2017

.....
(Sanja Krstic)

Danksagung

Mein Dank gilt allen Personen, die mich während meines Studiums und des Verfassens dieser Arbeit unterstützt haben.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Professor Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter für die Möglichkeit zu dieser Arbeit und die Betreuung.

Ebenfalls bedanke ich mich bei der Pöyry Energy GmbH, insbesondere bei Univ.Lektor Dipl.-Ing. Dr.techn. Mathias Smesnik für die ausgezeichnete Betreuung und Unterstützung im Entstehungsprozess dieser Arbeit und die zur Verfügung gestellten Unterlagen.

Ein spezieller Dank gilt der Mondi Austria Privatstiftung, ohne deren großzügiger Förderung mein Studium an der TU Wien nicht möglich gewesen wäre. Frau Gertraud Max war immer eine warmherzige Ansprechpartnerin und ich bedanke mich herzlich für Ihre Unterstützung.

Mein größter Dank allerdings gilt meiner Familie, die mich während meiner gesamten Studienzeit unterstützt hat. In allen Angelegenheiten hatte sie ein offenes Ohr für mich. Jeder Erfolg in meinem Leben ist auch ihr Erfolg. Sie gibt mir stets die nötige Motivation und Stärke und durch sie bin ich Tag für Tag eine bessere Tochter, Schwester und Tante geworden. Man kann sich seine Familie bekanntlich nicht aussuchen, aber selbst wenn man dies könnte, würde ich genau diese Familie wählen.

Inhaltsverzeichnis

1	KURZFASSUNG	1
2	ABSTRACT	2
3	ALLGEMEINES	3
3.1	ARTEN VON STAUDÄMMEN	3
3.1.1	<i>Homogener Damm</i>	3
3.1.2	<i>Gegliederte Dämme (Zonendämme)</i>	4
3.2	STEINSCHÜTTMATERIAL	6
3.2.1	<i>Korngröße</i>	6
3.2.2	<i>Kornform und Kornrauigkeit</i>	7
3.2.3	<i>Durchlässigkeit</i>	8
3.2.4	<i>Scherfestigkeit</i>	8
3.2.5	<i>Verformbarkeit</i>	12
4	SPANNUNGS- UND VERFORMUNGSBERECHNUNGEN DES AFRD	16
4.1	ALLGEMEINES	16
4.2	MATERIALPARAMETER	18
4.3	BEMESSUNGSLASTFÄLLE UND ERFORDERLICHE SICHERHEITEN	19
4.3.1	<i>Bemessungslastfälle/ Lastfallkombinationen</i>	19
4.3.2	<i>Erdbebenbemessung</i>	19
4.3.3	<i>Sicherheiten</i>	20
4.4	NUMERISCHE BERECHNUNG	20
4.4.1	<i>Grundlagen der numerischen Berechnung für das Programm GeoStudio</i>	20
4.4.2	<i>Berechnungen von Damm</i>	33
4.5	STATISCHE BERECHNUNG DES KOLLEKTORS ABSCHNITT 2	51
4.5.1	<i>Materialparameter</i>	51
4.5.2	<i>Teilsicherheitsbeiwerte</i>	51
4.5.3	<i>FE Modell</i>	51
4.5.4	<i>Lasten</i>	51
4.5.5	<i>Lastfalleingabe</i>	52
4.5.6	<i>Ergebnisse</i>	54
4.6	ZUSAMMENFASSUNG DER BERECHNUNGSERGEBNISSE	55
5	ZUSAMMENFASSUNG	56
6	LITERATURVERZEICHNIS	57

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Einteilung von Dämmen	3
Abbildung 2: Homogendamm - Prinzipskizze	4
Abbildung 3: Zonendamm mit Innendichtung – Prinzipskizze.....	4
Abbildung 4: Zonendamm mit Oberflächendichtung – Prinzipskizze.....	5
Abbildung 5: Zonendamm mit dünner Innendichtung – Prinzipskizze	5
Abbildung 6: Kornverteilungslinie für optimal verwendbares Steinschüttmaterial im Dammbau	6
Abbildung 7: Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Partikelgröße	7
Abbildung 8: Kornform.....	8
Abbildung 9: Kornrauhigkeit	8
Abbildung 10: Scherfestigkeit von gebrochenem Athrazit	9
Abbildung 11: Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Normalspannung	9
Abbildung 12: Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Porenzahl	10
Abbildung 13: Nichtlineares Verhalten von Steinschüttmaterial.....	10
Abbildung 14: Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Korngröße, der Spannung und der Porosität.....	11
Abbildung 15: Änderung der Korngrößerverteilung durch Kornbruch (unter statischer Last) ..	12
Abbildung 16: Abhängigkeit des Kornbruches von der Spannung und Ungleichförmigkeit ..	13
Abbildung 17: Axiale und volumetrische Verformung im Bruchzustand	13
Abbildung 18: Abhängigkeit des Verdichtungsgrades von der Anzahl der Walzenübergänge	14
Abbildung 19: Verhalten der Trockendichte mit zunehmender Anzahl der Walzenübergänge beim Yutiao Damm	14
Abbildung 20: Einfluss der Wasserzugabe auf das Setzungsverhalten unter Berücksichtigung der Art des Einbaus (trocken, nass).....	15
Abbildung 21: Abschlussdamm –Schnittführung für 2D - FEM Berechnung.....	16
Abbildung 22: Querschnitt des Kollektors.....	17
Abbildung 23: Schnitt A-A/1 – Materialien für den Schichtenaufbau.....	18
Abbildung 24: Mohr-Coulomb´sche Bruchgerade.....	22
Abbildung 25: Lamellenunterteilung und Lamellenkräfte beim Bruchkörper.....	22
Abbildung 26: Eingesetzte Kräfte beim Gleitkreisverfahren	24
Abbildung 27: Sicherheitsfaktor vs. Lambda (λ)	26
Abbildung 28: Stoffgesetze integriert in SIGMA/W	29
Abbildung 29: Mohr-Coulomb Modell (a) Versagensfläche, (b) plastisches Potential	30
Abbildung 30: Grenzbedingungen	30
Abbildung 31: Dilatanz und Kontraktanz im Triaxialversuch (Punkte sind die Versuchsergebnisse).....	31
Abbildung 32: Spannungs-Dehnungskurve für das MC Stoffgesetz	32
Abbildung 33: Schnitt A-A – Finite Element Modell (A-A/1 und A-A/2).....	33
Abbildung 34: Schnitt A-A/1 – Schichtenaufbau (schwarz \equiv Kollektor)	33
Abbildung 35: Schnitt A-A/1 – Dichtungsaufbau Detail	34
Abbildung 36: Schnitt A-A/2 - Kräfte am nicht durchströmten Dammfuß	34

Abbildung 37: Abschlussdamm – Porenwasserdruck (Stauziel 674,6m.ü.A.)	36
Abbildung 38: Schnitt A-A/1; LK1-LFK I	36
Abbildung 39: Schnitt A-A/1 – Porenwasserdruck (Absenksziel)	37
Abbildung 40: Schnitt A-A/1; LK2-LFK I	37
Abbildung 41: Schnitt A-A/1 – Porenwasserdruck (Bauzustand) [kPa] – Speicher leer.....	38
Abbildung 42: Schnitt A-A/1; LK3-LFK II	38
Abbildung 43: Schnitt A-A/1; LK4-LFK II	39
Abbildung 44: Schnitt A-A/1; LK3-LFK II (Endzustand).....	39
Abbildung 45: Schnitt A-A/1; LK4-LFK II (Endzustand).....	40
Abbildung 46: Schnitt A-A/1; LK5-LFK II	40
Abbildung 47: Schnitt A-A/1; LK6-LFK II	41
Abbildung 48: Schnitt A-A/1; LK7-LFK II	42
Abbildung 49: Schnitt A-A/1; LK8-LFK II	42
Abbildung 50: Sicherheitsfaktor versus Zeit; a.) LK 7; b.) LK 8	43
Abbildung 51: Schnitt A-A/1; LK9-LFK III.....	43
Abbildung 52: Schnitt A-A/1; LK10-LFK III.....	44
Abbildung 53: Differentialsetzung in Dichtungsebene zwischen Baufertigstellung und Einstau (maximaler Fall – Schnitt A-A/2)	45
Abbildung 54: Schnitt A-A/1 Maximalspannungen (σ_{\max}) [kPa]	46
Abbildung 55: Schnitt A-A/1 – Verschiebungen X/Y [m]	46
Abbildung 56: Schnitt A-A/1 – Verschiebungen Y [m]	47
Abbildung 57: Schnitt A-A/1 – Verschiebungen X [m]	47
Abbildung 58: Schnitt A-A/2 Maximalspannungen (σ_{\max}) [kPa]	48
Abbildung 59: Schnitt A-A/2 – Verschiebungen X/Y [m]	48
Abbildung 60: Schnitt A-A/2 – Verschiebungen Y [m]	49
Abbildung 61: Schnitt A-A/2 – Verschiebungen X [m]	49
Abbildung 62: Schnitt A-A/1, Setzungsberechnung beim eingestauten Damm	50
Abbildung 63: Schnitt A-A/2, Setzungsberechnung beim eingestauten Damm	50
Abbildung 64: FE Netz des Modells des Kollektors.....	51
Abbildung 65: Lastfall 1 – Eigengewicht	52
Abbildung 66: Lastfall 2 - Erddruck Damm	52
Abbildung 67: Lastfall 3 - Wasserlast Vertikal.....	53
Abbildung 68: Lastfall 4- Wasserlast horizontal.....	53
Abbildung 69: Lastfall 5 – Auftrieb	54
Abbildung 70: Verformungsfigur für die seltene (charakteristische) Situation	54

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Materialparameter- Eingangswerte für die Bemessung	18
Tabelle 2: Bemessungslastfälle/ Lastfallkombinationen	19
Tabelle 3: Erdbebenkoeffizient	19
Tabelle 4: Globale Sicherheiten laut ÖNORM B 4433	20
Tabelle 5: Erfüllte statische Gleichungen	23
Tabelle 6: Zwischenlamellare Kräfte	23
Tabelle 7: Berechnungsergebnisse hangparalleles Gleiten	35
Tabelle 8: Abschlussdamm Schnitt A-A/1 - Ergebnisse Standsicherheitsnachweise	55
Tabelle 9: Abschlussdamm Schnitt A-A/2 - Ergebnisse Standsicherheitsnachweise	55

Formelverzeichnis

Formel 1: Coulomb'sche Gleichung	21
Formel 2: Gleichung für die zwischenlamellare Scherkraft.....	24
Formel 3: Sicherheitsfaktor (Momentengleichgewicht)	25
Formel 4: Sicherheitsfaktor (Kräftegleichgewicht).....	25
Formel 5: Normalkraft an der Basis jeder Lamelle	25
Formel 6: Darcy-Gesetz	27
Formel 7: Sicherheitsfaktor für Sohlschub am Dammfuß	35
Formel 8: Sicherheitsfaktor für hangparalleles Gleiten	35
Formel 9: Spannungsabhängiger Steifemodul	44

1 Kurzfassung

Aufgrund der möglichen Komplexität hinsichtlich der Geometrie, der geologischen Verhältnisse etc. stößt man teilweise bei der Anwendung händischer Berechnungsmethoden für die Bestimmung von Setzungen und Verformungen bei Steinschüttdämmen, schnell an Grenzen. Sind Inhomogenitäten im Bereich des Damms zu berücksichtigen (zB. Einbauten), ist eine Berechnung mit Hilfe der Finite Elemente Methode zielführend.

Im Zuge der Planung eines Speicherbeckens ist als Abschlussdamm ein zirka 40 m hoher Steinschüttdamm mit einer Asphaltoberflächendichtung (AFRD) zu planen bzw. zu berechnen. Diese Diplomarbeit befasst sich unter anderem mit den zugehörigen Standsicherheits- und Verformungsberechnungen. Einleitend werden die Grundlagen und Theorien des numerischen Berechnungsverfahrens erläutert und weiters die detaillierte Analyse und Auswertung der Berechnungsergebnisse aus den angewendeten FE-Programm GeoStudio 2007. Aufgrund der ermittelten Kräfte und Verformungen aus der Dammstatik wurde weiters ein Stahlbetondurchlassbauwerk (Kollektor) mittels des FE-Programm Infograph modelliert und statisch dimensioniert.

Diese Diplomarbeit setzt sich weiters mit Stoffgesetzen auseinander, welche für die FE-Berechnung die Grundlage bilden. Des Weiteren werden die für Steinschüttmaterial spezifischen physikalischen Hintergründe analysiert und es wird versucht, einen Überblick über den vorhandenen Wissensstand zu vermitteln.

2 Abstract

Due to the complexities in terms of geometry and geological conditions, conventional methods of computation quickly reach their limits. If other influences are present (e.g. installations and other inhomogeneities), a calculation with finite element programs is almost inevitable.

In the course of the planning of a storage basin, a dam of about 40 m height (AFRD) is to be designed or calculated as the final embankment. Among other things, this master thesis deals with the related stability and deformation calculations. The basics and theories of the numerical calculations are explained, as well as the detailed analysis and evaluation of the calculation results from the FE program GeoStudio 2007. Due to the determined forces and deformations from the dam static calculation, a collector was modeled and designed statically in the FE program Infograph.

This thesis considers also the material laws, which are optimized for the calculation of granular materials. The physical background of the rockfill material is also explained and an overview of the existing knowledge is given.

3 Allgemeines

3.1 Arten von Staudämmen

Aufgrund der Komplexität stellt jedes Dammbauwerk ein Unikat dar, jedoch kann eine grundsätzliche Einteilung getroffen werden, wie in Abbildung 1 dargestellt.

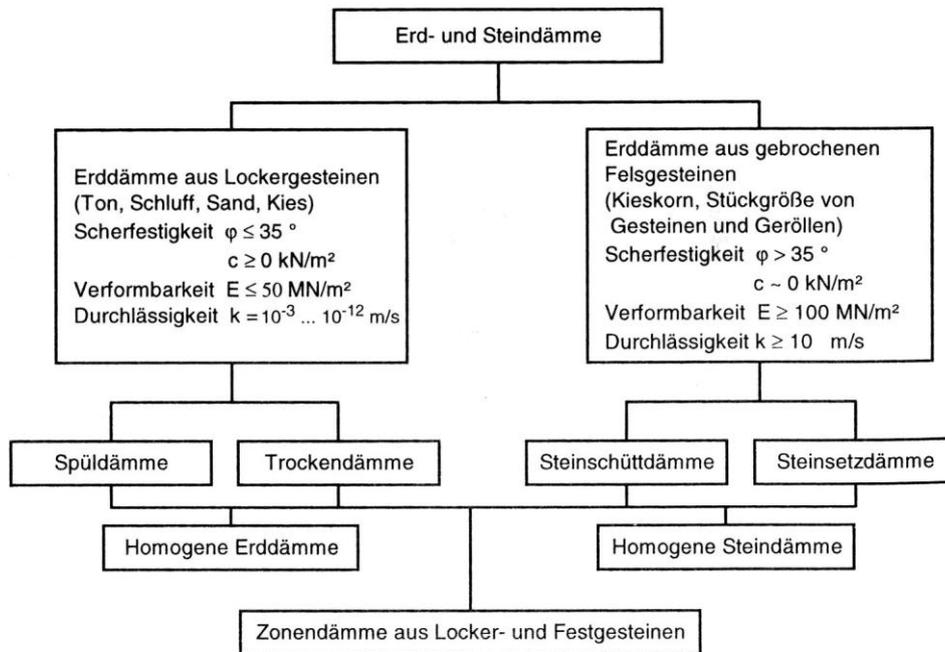


Abbildung 1: Einteilung von Dämmen aus [1]

3.1.1 Homogendamm

Der Dammkörper von Homogendämmen wird aus feinkörnigen Erdstoffen hergestellt. Die hierfür verwendeten Materialien besitzen eine geringe Durchlässigkeit und einen relativ geringen Reibungswinkel. Wegen der geringen Durchlässigkeit kann sich eine hoch liegende Sickerlinie ausbilden, welche negative Einflüsse auf die Standsicherheit verursachen kann. Um diese Einflüsse zu vermeiden, kommen Entwässerungsdrainagen zum Einsatz. Die oftmals geringe Scherfestigkeit der verwendeten Materialien führt zu flachen Böschungen und daraus resultierend eher niedrigen oder mittleren Dammhöhen. Als vorteilhaft erweisen sich bei der Herstellung von Homogendämmen geringe Baukosten bei Vorhandensein von geeignetem Material.

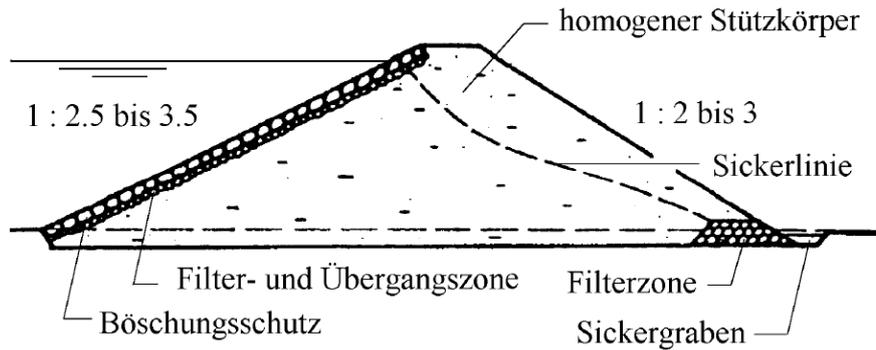


Abbildung 2: Homogendamm - Prinzipskizze aus [1]

3.1.2 Gegliederte Dämme (Zonendämme)

Zonendämme werden aus unterschiedlichen Dammbaustoffen erbaut. Die Zonen werden in den luft- und wasserseitige Stützkörper, den Dichtkern, die Filter- und Drainagezonen sowie in die Übergangszone unterteilt. Infolge der Zonen unterschiedlicher Durchlässigkeit wird die Sickerlinie abgesenkt, die Standsicherheit erhöht und die Baukosten können im Vergleich zum Homogendamm teilweise verringert werden, da im luftseitigen Körper geringere Anforderungen an die verwendeten Materialien gestellt werden können.

3.1.2.1 Gegliederte Dämme mit Dichtkern aus feinkörnigen Erdbaustoffen

Dieses Konstruktionsprinzip der Zonendämme beruht auf einem gering durchlässigen Dichtkern. Die Breite des Kerns hängt von den bodenmechanischen Eigenschaften des verwendeten Kernmaterials sowie von der Dammhöhe ab. Es ist auf die Einbindung des Kerns in den Untergrund (Herstellen einer wenig durchlässigen Schicht) zu achten.

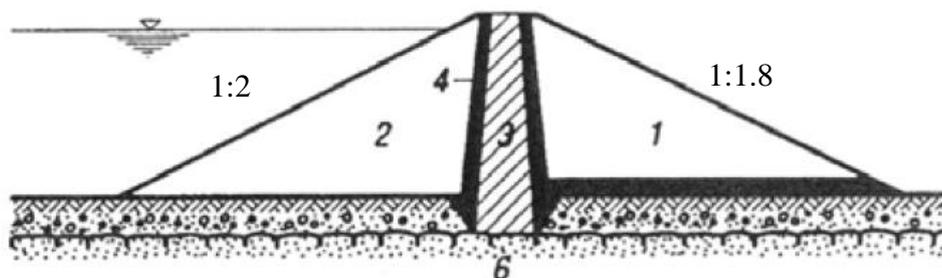


Abbildung 3: Zonendamm mit Innendichtung – Prinzipskizze aus [1]

1 – Stützkörper (luftseitig); 2 – Stützkörper (wasserseitig); 3 – Kerndichtung; 4 - Drainage

3.1.2.2 Gegliederte Dämme mit Außendichtungen

Das Konstruktionsprinzip der gegliederten Dämme mit Außendichtungen kommt erfahrungsgemäß dann zur Anwendung, wenn die in Baustellennähe vorkommenden Erdbaustoffe den Anforderungen nicht entsprechen (zB. nicht genügend geringe Durchlässigkeiten). Auch bei einem Stufenausbau des Dammes oder sehr kurzen Bauzeiten kann diese Lösung zweckmäßig sein.

In der Regel steht der Stützkörper nicht unter Auftrieb, was zu einem kleineren Dammkörpervolumen führt und sich dadurch als wirtschaftlich erweist. Nachteilig ist die Exposition der Oberflächendichtung allen äußeren Einwirkungen gegenüber, jedoch mindert die leichte Zugänglichkeit für optische Kontrollen und Reparaturen diesen Nachteil. Ein weiterer Vorteil ist, dass eine Dammerhöhung technisch relativ einfach im Vergleich zu anderen Dammtypen möglich ist.

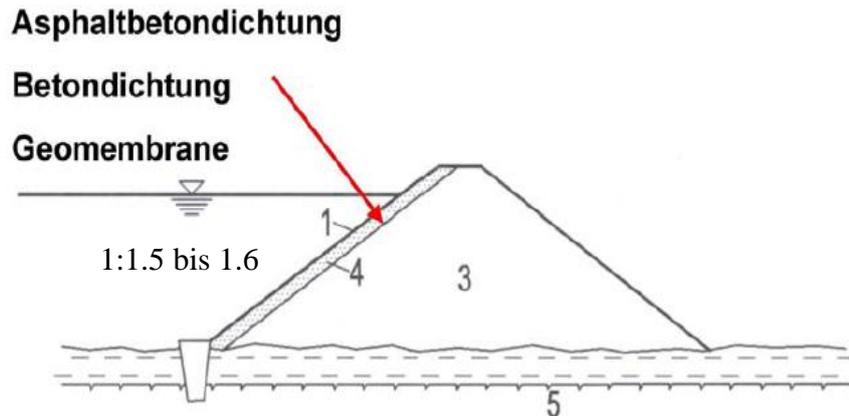


Abbildung 4: Zonendamm mit Oberflächendichtung – Prinzipskizze aus [1]
1 – Dichte Zone; 3 – Stützkörper; 4 – Filterzone; 5 - Untergrund

Abbildung 4 zeigt die derzeit am häufigsten angewendeten Dichtungselemente. Asphaltbetondichtungen weisen keine Fugen auf. Sie werden bisher für kleine bis mittlere Höhen ausgeführt (ca. 100 m) und können, genauso wie Geomembranen, beschränkte Verformungen des Unterbaues mitmachen. Geomembranen werden für kleinere Dammhöhen ausgeführt (bis ca. 30 m). Betondichtungen kommen zur Anwendung bei Dammhöhen von bis zu ca. 200 m und werden weltweit derzeit am häufigsten angewandt. Bei CFRD (concrete faced rockfill dams) ist besonders auf die Steifigkeit des Stützkörpers zu achten, da bei Betonoberflächendichtungen die Fugen und Anschlüsse empfindlich auf Verformungen reagieren.

3.1.2.3 Gegliederte Dämme mit „dünnen“ Innendichtungen

In der Regel wird dieses Konstruktionsprinzip hauptsächlich dann angewandt, wenn nicht ausreichend dichte Materialien nahe der Baustelle vorhanden sind. Ein Vorteil ist, dass das Dichtelement keinen äußeren Einwirkungen direkt ausgesetzt ist. Andererseits fehlt der Zugang für optische Kontrollen und Reparaturen. Eine spätere Dammerhöhung ist teilweise technisch aufwendig.

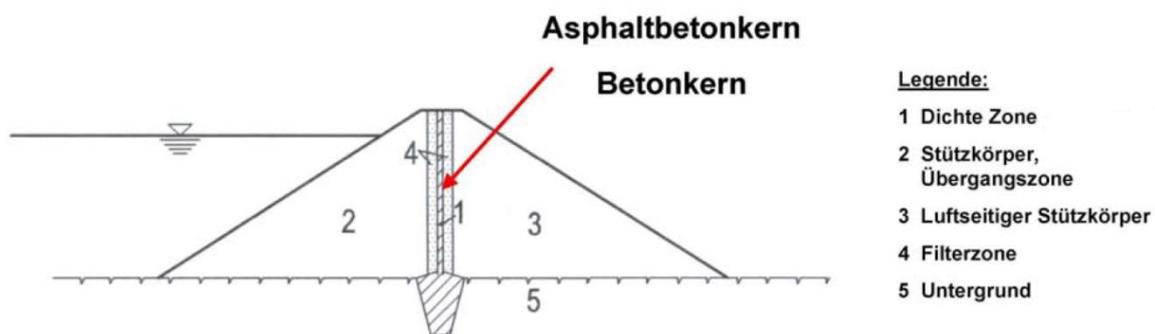


Abbildung 5: Zonendamm mit dünner Innendichtung – Prinzipskizze aus [1]

Asphaltbeton- und Betoninnendichtungen werden als Dichtelemente am häufigsten ausgeführt. Der Stützkörper besteht meistens aus durchlässigem Material (Kies, Sand-Kies Gemisch, Steinschüttung etc.).

3.2 Steinschüttmaterial

Das Verhalten von granularen Materialien unter hohen Spannungen unterscheidet sich deutlich von anderen Stoffen. Aufgrund der großen Heterogenität und der unterschiedlichen Eigenschaften des Steinschüttmaterials erweist sich eine gesamtheitliche Definition als nicht sinnvoll. Grundsätzlich können jedoch Grenzbereiche angegeben werden, womit sich Steinschüttmaterial von Erdmaterial abgrenzen lässt. Eine durchschnittliche Partikelgröße von über 50 mm - vorausgesetzt 40-50% der Massenanteile sind nicht kleiner als 25 mm - stellt die Untergrenze dar. Eine obere Grenze beinhaltet die Definition „Steinschüttmaterial“ nicht [2]. Es ist darauf zu achten, dass die im Labor ermittelten Kornverteilungen den später tatsächlich im Schüttkörper eingesetzten entsprechen. Besonders sei hier auf die Ausführung bzw. die Wichtigkeit von Großschüttversuchen hingewiesen.

3.2.1 Korngröße

Größtenteils erfolgt die Gewinnung von Steinschüttmaterial in Steinbrüchen wo eine relativ genau definierte Kornverteilung nach ordnungsgemäßer Gewinnungsmethode zu erwarten ist. Sollten aus Kostengründen vermischte Schüttstoffe mit Kies, Sand oder Schluff verwendet werden, ist mit einer Beeinflussung der Eigenschaften des Materials zu rechnen.

Vorgaben für optimales Dammschüttmaterial (Steinschüttmaterial):

Kutzner [3]:

- max. 10 Gewichtsprozent unter 5 mm
- max. 30 Gewichtsprozent unter 20 mm
- Größtkorn 600 bis 1000 mm je nach Gesteinsfestigkeit und Tendenz zu Kantenbruch

Marsal [4]:

- max. 10 Gewichtsprozent unter 0,2 mm
- Größtkorn maximal 20 cm bis 30 cm
- Ungleichförmigkeitsgrad >15

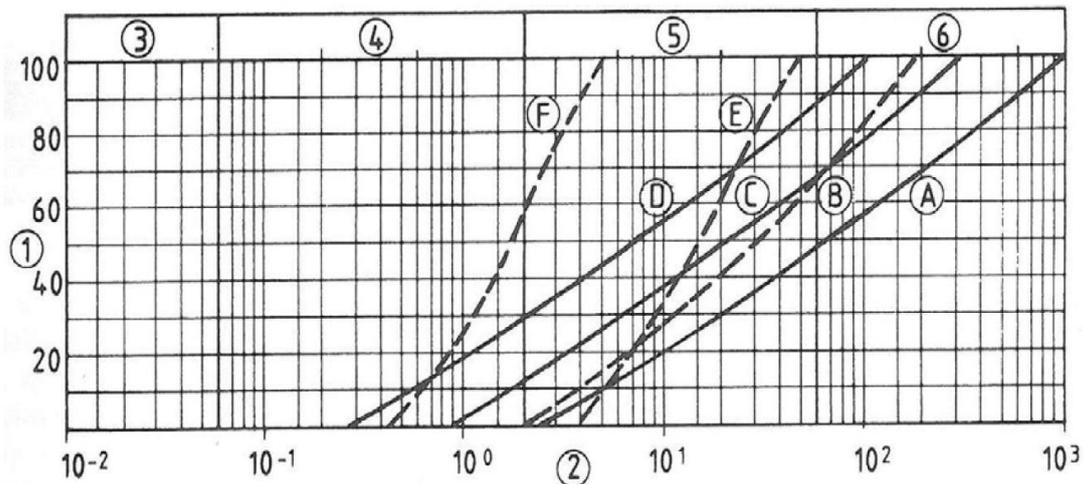


Abbildung 6: Kornverteilungslinie für optimal verwendbares Steinschüttmaterial im Dammbau (Kurve A) aus [3];

1 Siebdurchgang, 2 Korndurchmesser [mm], 3 Schluff, 4 Sand, 5 Kies, 6 Steine

Eine weit gestufte Verteilung der Körnungslinien bewirkt eine Reduzierung des Porenraumes und bessere Verdichtbarkeit. Die untere Grenze existiert aufgrund der Verflüssigungsgefahr der Stoffe. Das Größtkorn wird durch die optimale Schütthöhe und Verdichtung bestimmt (Großschüttversuch). Der Einfluss der Partikelgröße auf den Reibungswinkel wurde von

Marachi[5] durch umfangreiche Triaxialgroßversuche mit Steinschüttmaterial unterschiedlicher Größe untersucht. Es zeigte sich dabei, dass der Reibungswinkel bei zunehmender Partikelgröße sinkt. Die in Abbildung 7 ersichtlichen Unterschiede gelten für enggestufte Kornverteilungen und sind auch kritisch anzusehen, weil die Unterschiede eventuell durch Einflüsse unterschiedlicher Verdichtungsarbeiten entstanden sind. Bei gut abgestuften Korngrößenverteilungen ist der Einfluss der Korngröße auf den Reibungswinkel vernachlässigbar.

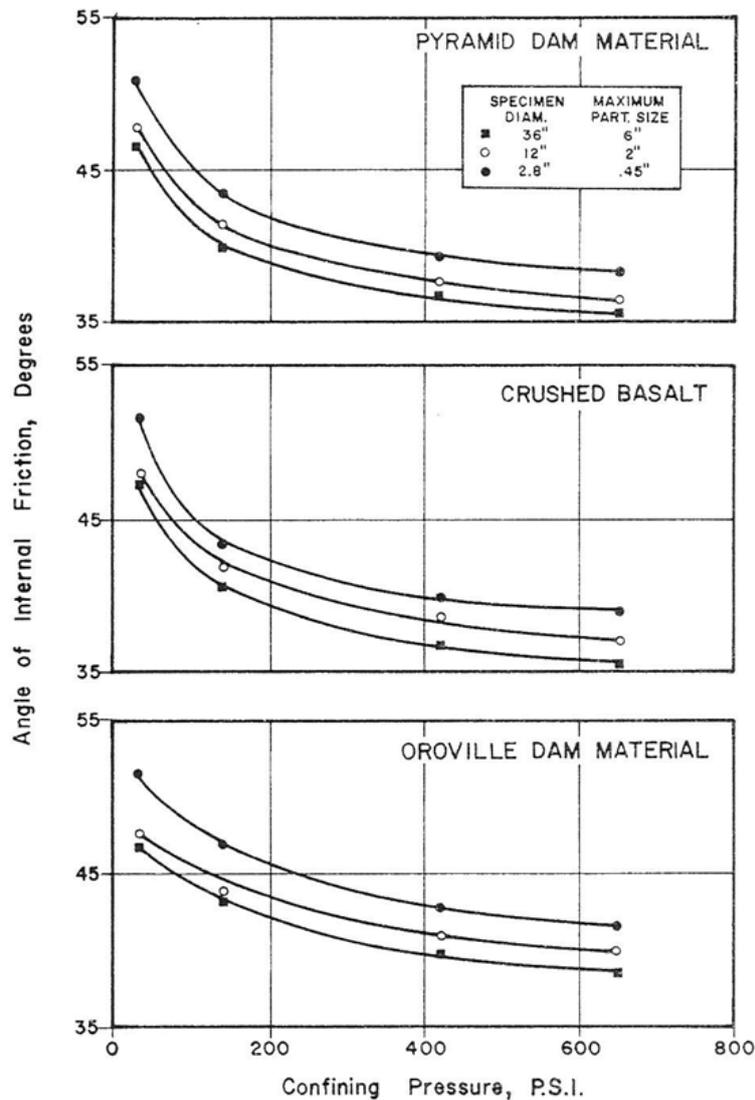


Abbildung 7: Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Partikelgröße aus [5]

3.2.2 Kornform und Kornrauhigkeit

Für die Kornform gibt es unterschiedliche Klassifizierungssysteme die je nach Anwendungsgebiet und Erfordernis anzuwenden sind¹. Mit zunehmender Korngröße kommt es üblicherweise zu einem Übergang von der kubisch - gedrunenen zur plattigen Form.

¹ Siehe dazu:

- Zingg Th., Beitrag zur Schotteranalyse, Schweizerisch Mineralogische und Petrographische Mitteilungen, Nr.15, 1935, S.39ff

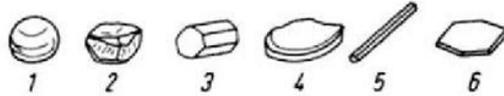


Abbildung 8: Kornform aus [6];

1 kugelig, 2 gedrunen, 3 prismatisch, 4 plattig, 5 stäbchenförmig, 6 plättchenförmig



Abbildung 9: Kornrauigkeit aus [6];

1 scharfkantig, 2 kantig, 3 rundkantig, 4 gerundet, 5 glatt

Der Einfluss der Kornform auf die Scherfestigkeit von Steinschüttmaterial verringert sich mit zunehmenden Spannungen. Bei geringen Spannungen ist dieser Einfluss stärker ausgeprägt. Kantige Körner besitzen grundsätzlich einen höheren Reibungswinkel als abgerundete.

3.2.3 Durchlässigkeit

Die Größe der Wasserdurchlässigkeit ist für die Berechnung der Sickerlinie, der Sickerwassermenge und der Standsicherheit des Bauwerkes maßgebend. Durch zahlreiche Versuche an Steinschüttdämmen konnte nachgewiesen werden, dass infolge von unregelmäßigen grobkörnigen Schüttmaterialien eine lineare Abhängigkeit zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem hydrostatischen Gefälle i nicht vorhanden ist [7].

Porenwasserdrücke können bei Steinschüttmaterialien unter drainierten Verhältnissen erfahrungsgemäß vernachlässigt werden.

3.2.4 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit setzt sich aus der Reibungsfestigkeit (Reibungswinkel) und der Haftfestigkeit (Kohäsion) zusammen. Für nichtbindige Stoffe ist der Reibungswinkel (Winkel der inneren Reibung) der maßgebende Scherfestigkeitsparameter. Die Kohäsion kann vernachlässigt werden. Der Reibungsbeiwert wird durch die Oberflächeneigenschaften des Einzelkornes (Härte, Elastizitätseigenschaften) sowie durch Verunreinigung der Oberfläche wesentlich beeinflusst [7]. Der Einfluss der Korngröße, Kornform und Kornrauigkeit auf die Scherfestigkeit wurde schon in Abschnitt 3.2.1 und Abschnitt 3.2.2 beschrieben.

Mit zunehmender Normalspannung kommt es zu einer Abnahme des Reibungswinkels (siehe Abbildung 11). Jedoch, ab einer gewissen Normalspannung ist die Änderung nicht mehr relevant (siehe Abbildung 7 und Abbildung 10). Dieser Zusammenhang wurde von Leps [8] und Indraratna [9] untersucht. Marachi et al. [5] definierte infolge seiner durchgeführten Triaxialversuche den Wert der Normalspannung für den keine Abnahmen der Reibungswinkel mehr eintreten (4.5 MPa). Dieser Grenzwert wurde weiters durch Indraratna et al. bestätigt.

In Abbildung 10 ist das Verfahren zur Abschätzung des spannungsabhängigen Reibungswinkels von Maksimovic dargestellt. Es wurden die Ergebnisse der Näherungsformel nach Maksimovic [10] mit den gemessenen Werten an Triaxialversuchen laut Billam [11] von gebrochenem Anthrazit verglichen. Außer Maksimovic, bieten auch Barton und Kjaernsli [12] und Douglas [13] derartige Verfahren in welchen der Zusammenhang zwischen der Spannung und dem Reibungswinkel erläutert wird.

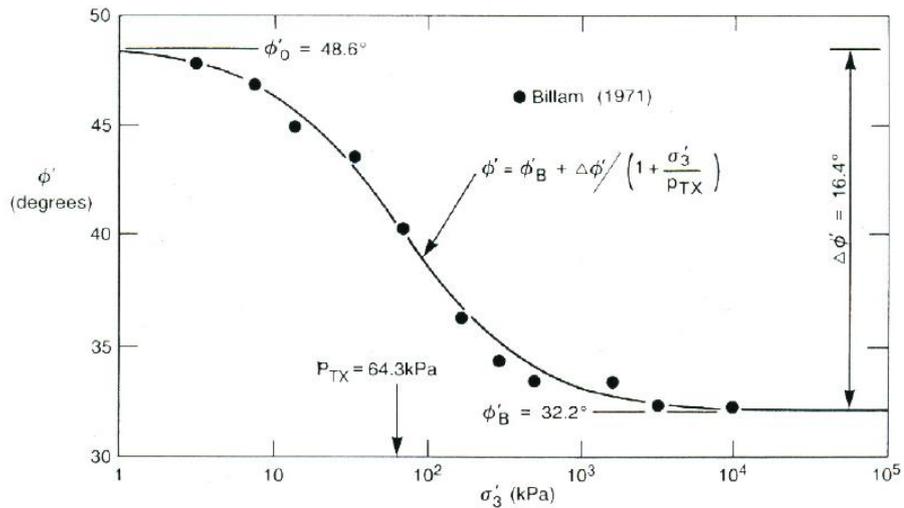


Abbildung 10: Scherfestigkeit von gebrochenem Athrazit aus [10]

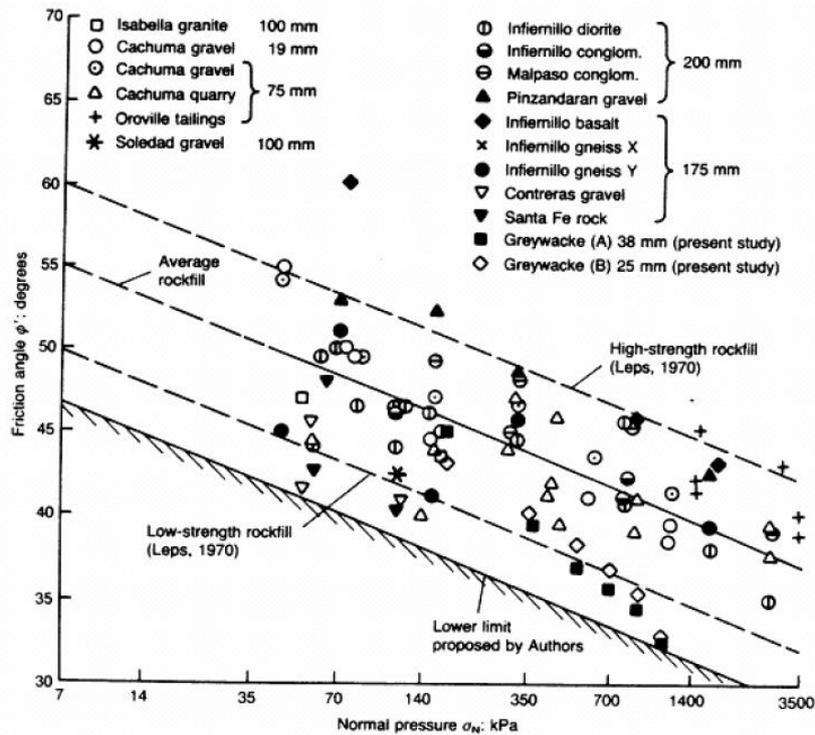


Abbildung 11: Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Normalspannung aus [9]

Eine hohe Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Porenvolumen ist aus den zahlreichen Versuchen ableitbar. Abbildung 12 zeigt, dass bei kleineren Porenvolumen deutlich höhere Reibungswinkeln vorhanden sind.

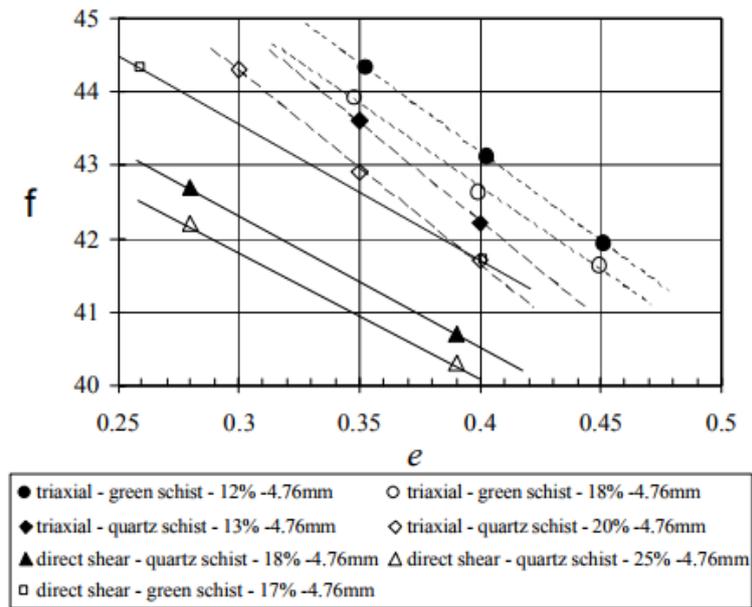


Abbildung 12: Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Porenzahl aus [13]

Bei gut verdichtetem Steinschüttmaterial zeigt sich ein nichtlineares Verhalten der Mohr-Coulomb'schen Bruchgerade (Reduktion des Reibungswinkels bei höheren Spannungen, Grenzwert beachten)[13]. Bei Material mit hohem Porenanteil zeigt sich jedoch eine minimale Krümmung der Bruchgerade, also ein beinahe lineares Verhalten und daher keine signifikante Reduktion des Reibungswinkels.

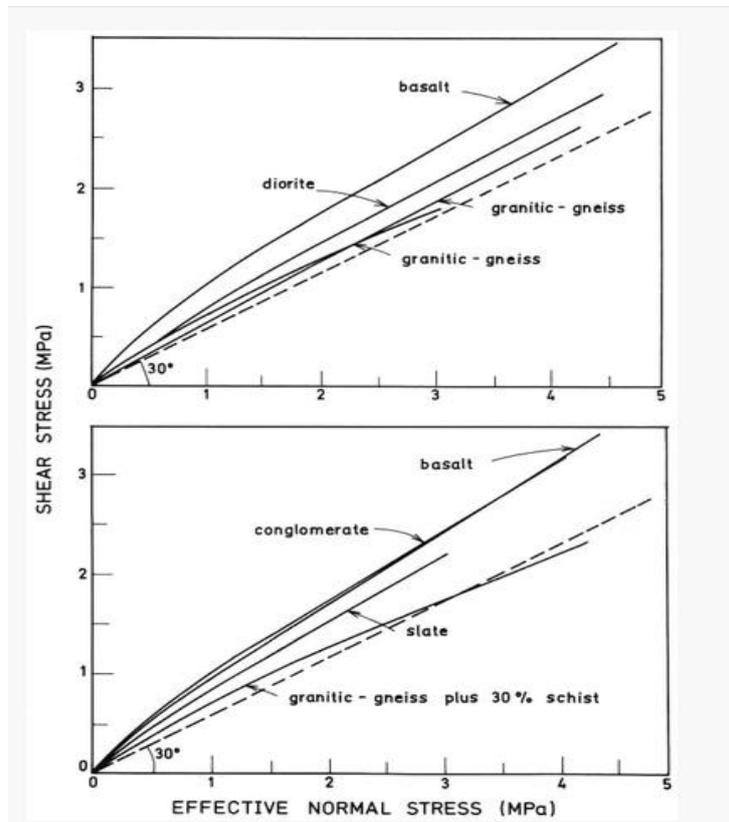


Abbildung 13: Nichtlineares Verhalten von Steinschüttmaterial

Allgemeines

Damit es zum Versagen bei gut verdichteten Material und bei geringen Spannungen kommt, ist eine hohe Dilatanz erforderlich. Im Fall hoher Spannungen spielt die Dilatanz nicht die entscheidende Rolle, weil das Versagen über Scher- und Kornbruch erreicht wird (niedrigere Reibungswinkel). Unverdichtetes Material erfordert geringere Dilatanz als verdichtetes Material um in den Versagenszustand zu kommen. Das kann daher begründet werden, dass die einzelnen Körner bei unverdichtetem Material während des Schervorgangs Bewegungsfreiheit haben.

Die Verdichtung hat einen deutlich größeren Einfluß auf den Reibungswinkel als die Korngröße. Gallacher² entdeckte während der Ausführung von Feldversuchen am Megget Dam in Scotland, dass der Unterschied des Reibungswinkels zwischen verdichtetem und unverdichtetem Steinschüttmaterial bei $16,5^\circ$ lag (Reibungswinkel des verdichteten Steinschüttmaterials war 54° und des nicht verdichteten $37,5^\circ$)[14].

Zusammenfassend ist der signifikante Einfluss der Korngröße, der Spannung und des Verdichtungsgrades (Porenzahl) auf den Reibungswinkel in Abbildung 14 dargestellt. Die Parameter wie Kornform und Kornrauigkeit spielen eine eher untergeordnete Rolle.

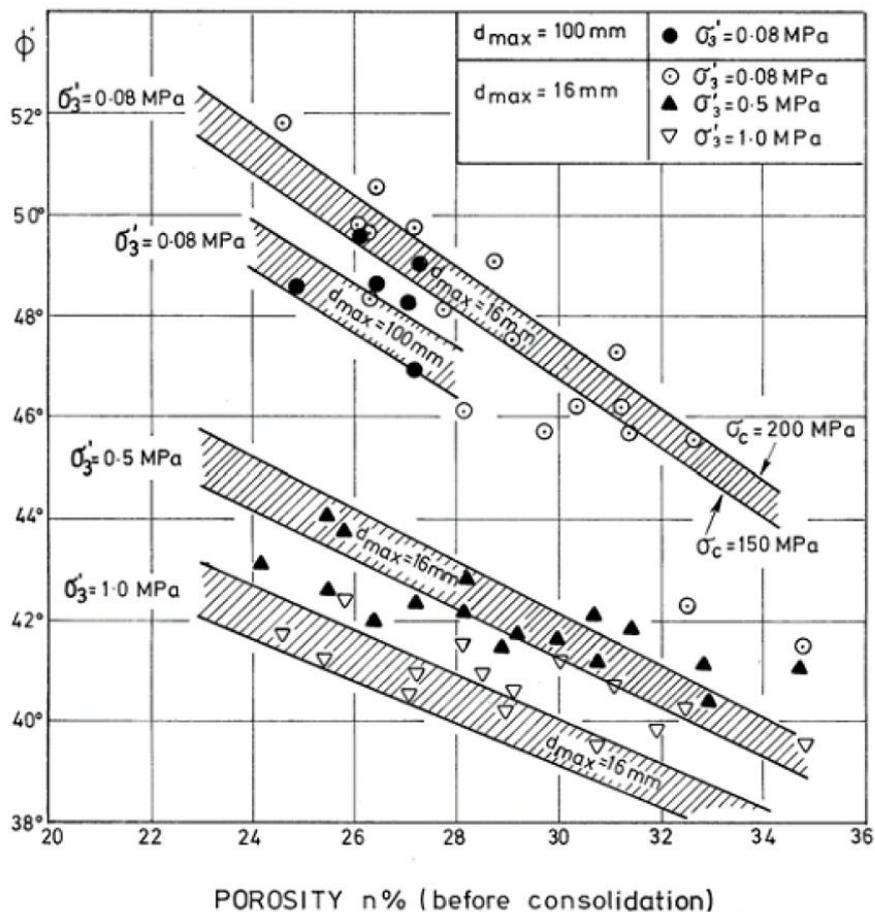


Abbildung 14: Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Korngröße, der Spannung und der Porosität

²Gallacher D.

- A study of plane strain tests on granular material, MSc. Thesis, Heriott Watt University, Edinburgh, 1972

3.2.5 Verformbarkeit

Die Ermittlung des Setzungsverhaltens von Steinschüttungen spielt im Dammbau eine maßgebende Rolle. Setzungen können unter anderen zu maßiven Problemen mit Dichtelementen etc. führen und somit die Dauerhaftigkeit und Sicherheit eines Dammbauwerkes beeinflussen.

Abrieb und Kornbruch sind für granulare kohäsionslose Materialien charakteristisch. Diese zwei Phänomene haben besonderen Einfluß auf das Verhalten von gebrochenem Felsmaterial. Bei kleineren Spannungen können sich die Körner größtenteils frei bewegen und je nach Lagerungsdichte kann Dilatanz auftreten. Unter kleineren Spannungen werden Drücke kleiner ca. 100 kN/m^2 bezeichnet wo die Kornzertrümmerungseffekte keine wesentliche Rolle spielen. Mit zunehmender Spannung wird der Einfluß von Abrieb und Kornbruch größer und die Dilatanzerscheinungen treten in den Hintergrund. Wie schon im Abschnitt 3.2.4 erwähnt wurde, wird dabei die Nichtlinearität der Mohr-Coulomb'schen Bruchgerade und deren Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl ersichtlich. Als grundsätzliche Einflußfaktoren auf das Ausmaß von Abrieb und Kornbruch können Materialeigenschaften (Kornverteilung, Kornform, Kornfestigkeit und Kornrauigkeit), Verdichtung und Untergrund (Nachgiebigkeit und Dämpfungseigenschaften) erwähnt werden[15].

Unter Scherbeanspruchung sind Kornbruch und Abrieb immer mit plastischen Dehnungen verbunden. In mikroskopischem Maßstab äußert sich das durch eine Veränderung der Struktur sowie der Lagerungsdichte. In makroskopischem Maßstab durch die Erhöhung der Feinanteile und Verringerung der größeren Anteile (Veränderung der Korngrößverteilung), was in Abbildung 15 zu sehen ist.

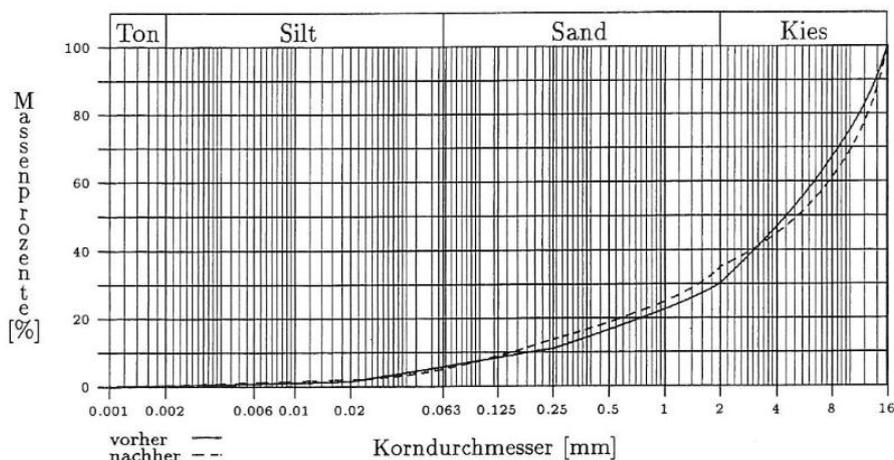


Abbildung 15: Änderung der Korngrößverteilung durch Kornbruch (unter statischer Last) aus [15]

Spannungsspitzen am Korn treten an Bereichen mit Irregularitäten auf. Die Gesteinsfestigkeit wird überschritten was zum Kornbruch führt. Die Irregularitäten am Einzelkorn nehmen mit der Korngröße zu, daher neigen größere Körner eher zu Kornbruch.

Enggestuftes Material ist anfälliger für Kornbruch aufgrund des geringeren Feinkornanteils und der daher größeren Porenzahl. Die Kontaktflächen zwischen Körnern sind dadurch kleiner und die Spannungsspitzen größer. Beim weitgestuften Material bildet sich dank den Feinfraktionen, die die Zwischenräume ausfüllen, ein stärkeres Korngerüst und dadurch wird eine bessere Kraftübertragung ermöglicht. Diese Aussagen werden durch Abbildung 16 bestätigt.

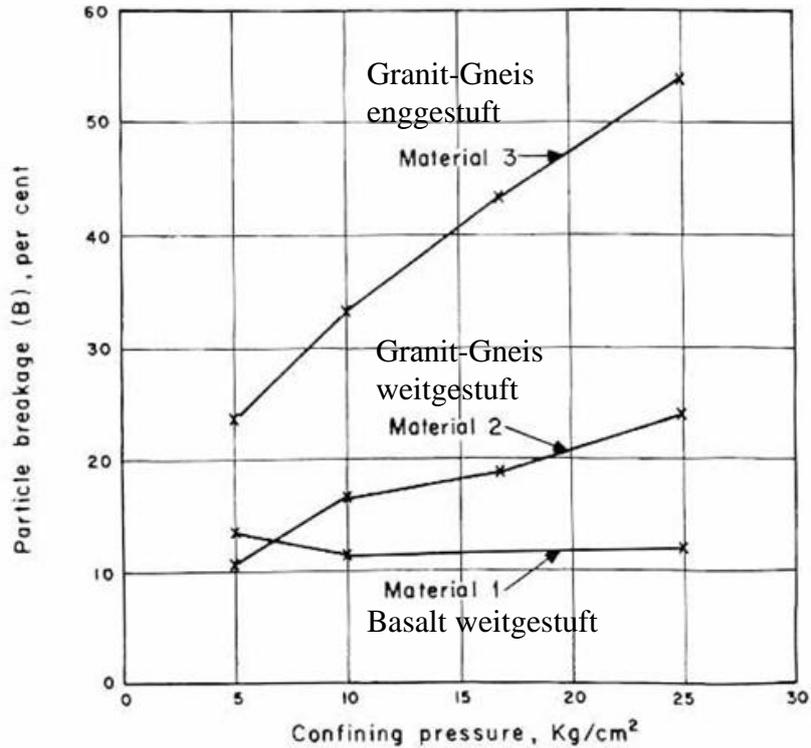


Abbildung 16: Abhängigkeit des Kornbruches von der Spannung und Ungleichförmigkeit aus [16]

Der Einfluss der Korngröße auf die Verformbarkeit wurde von Marachi [5] anhand von Triaxialversuchen an Materialien von drei unterschiedlichen Dämmen mit unterschiedlichen Korngrößen ermittelt. Kornverteilungen mit kleinerem Größtkorn weisen kleinere Verformungen auf.

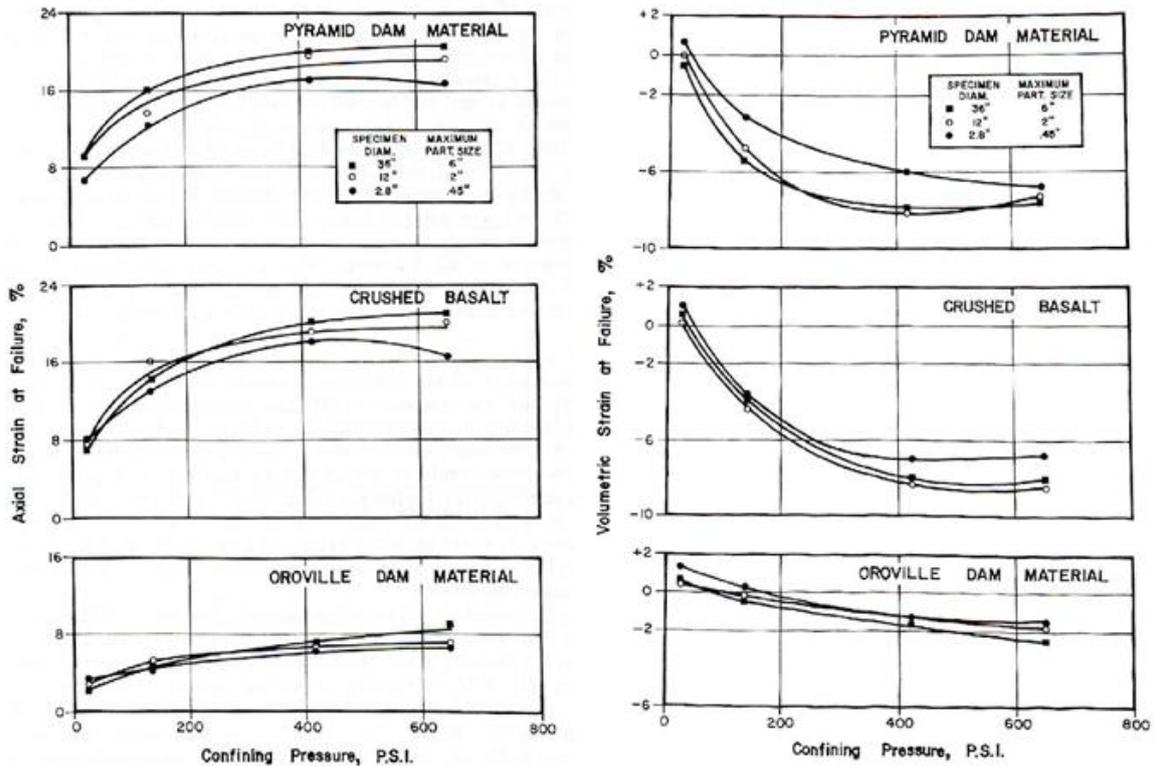


Abbildung 17: Axiale und volumetrische Verformung im Bruchzustand aus [5]

Das Deformationsvermögen von Gesteinen mit geringerer Druckfestigkeit ist wesentlich höher als von hartem Gestein. Unter weichem Gestein bei Steinschüttdämmen versteht man ein Material das eine einaxiale Druckfestigkeit im Bereich von 15 bis 30 MPa aufweist. Aufgrund der Tatsache dass 50 % der Erdoberfläche von Gesteinen geringerer Druckfestigkeit bedeckt ist und daher die Anwendung dieser verwitterten weicher Gesteine oft unvermeidbar ist, wird im Folgenden der Fokus auf deren Verwendung für Steinschüttdämme gelegt. Für die optimale Verdichtung weicher Gesteine, werden 6-8 Walzenübergänge empfohlen. Diese Empfehlung muss jedoch vor Baubeginn in einem Großschüttversuch bestätigt werden.

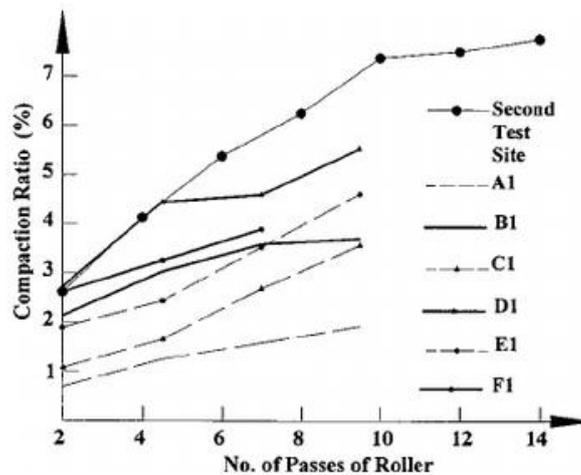


Abbildung 18: Abhängigkeit des Verdichtungsgrades von der Anzahl der Walzenübergänge aus [17]

A1,B1,C1,D1,E1 und F1 sind die Testfelder aus dem Feldversuch

Bei der Verdichtung von weichem Steinschüttmaterial zeigt sich eine starke Zunahme der Trockendichte (siehe Abbildung 19), was in Zusammenhang mit Kornbruch steht.

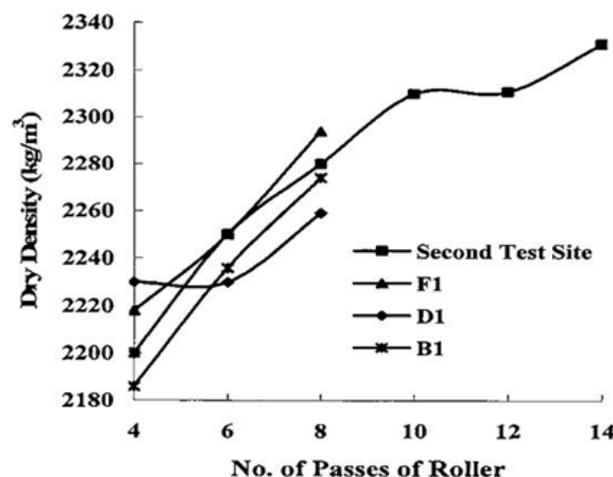


Abbildung 19: Verhalten der Trockendichte mit zunehmender Anzahl der Walzenübergänge beim Yutiao Damm aus [17]

F1,D1,B1 sind die Testfelder aus dem Feldversuch

Aus dem vorher Erläutertem lässt sich schließen, dass eine gleichförmige Kornverteilung, ein geringer Verdichtungsgrad, eine hohe Beanspruchung und eine kleine Druckfestigkeit zu großen Setzungen führen.

Abhängig von der Gesteinsfestigkeit kann das Wasseraufnahmevermögen die Setzungen des Steinschüttmaterials beeinflussen. Der Einfluss auf die Setzungen von gutem Steinschüttmaterial ist sehr klein, aber allgemein kann eine Wassersättigung bedeutende Setzungseffekte verursachen. Zareckij et al.[18] hat sich mit dem Einfluss des Wassergehalts auf die Verformbarkeit und die Festigkeit von Porphy-Steinschüttmaterial befasst. Anhand von Oedometerversuchen mit Porphy-Steinschüttmaterial wurden Rückschlüsse gezogen, dass sich das Material in nassem wie in trockenem Zustand etwa gleich stark zusammendrücken lässt. Unabhängig davon ob man das Material vor oder während des Einbaus annässt, weist dieses bei zusätzlicher Wasserzugabe (nach dem Einbau) deutlich geringere Verformungen auf, als das trocken eingebaute Material (siehe Abbildung 20). Falls es zur einer Beimischung bindiger Materialien kommt, verstärkt sich der Setzungseffekt.

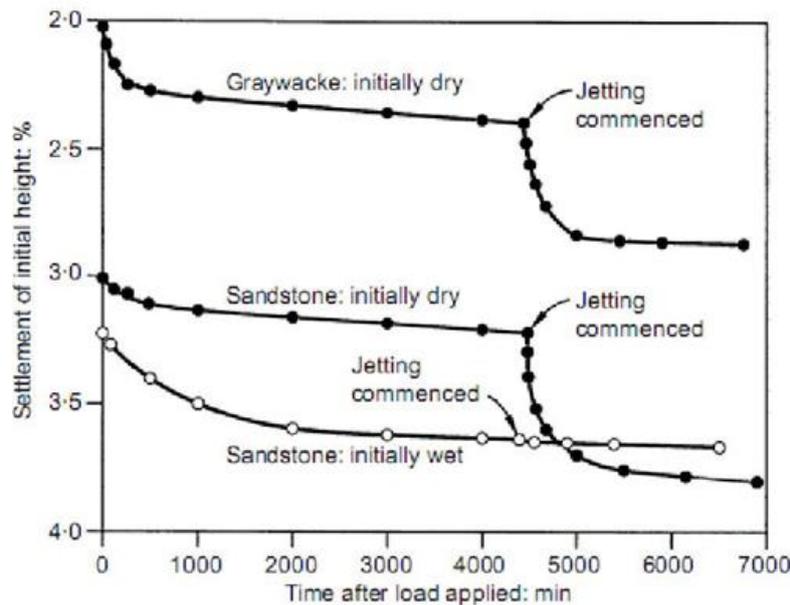


Abbildung 20: Einfluss der Wasserzugabe auf das Setzungsverhalten unter Berücksichtigung der Art des Einbaus (trocken, nass)

Bezüglich der Steifigkeitseigenschaften, bzw. dem Steifigkeitsmodul, sowie anderer Parameter des Schüttmaterials, ist es zum Teil notwendig die Werte der Parameter, aufgrund oftmals auftretender Schwierigkeiten bei deren Gewinnung (Unterlagen kaum vorhanden, begrenzter Umfang der Versuche, Größtkorn von bis zu einem Meter etc.) teilweise abzuschätzen. Diese Abschätzung basiert größtenteils auf Auswertungen anderer Dämme, sollte aber durch ein möglichst großes Versuchsprogramm ergänzt werden.

4 Spannungs- und Verformungsberechnungen des AFRD

4.1 Allgemeines

Im Zuge der Planung des Speicherbeckens wurde der Abschlussdamm, im weiteren Kapiteln verkürzt als Damm bezeichnet, mit dem FE- Programm GeoStudio 2007 in den maßgebenden Hauptschnitten modelliert und berechnet. Es wurden sämtliche Nachweise geführt, die laut ³ zu führen sind. Abbildung 21 zeigt die Schnittführung A-A (mit Durchlassbauwerk A-A/1 und ohne Durchlassbauwerk A-A/2) im Grundriss. Die Informationen zum Untergrund bzw. zu den Bodenarten sowie die Materialparameter und Schichtungen wurden aus der geotechnischen Untersuchungskampagne definiert (vgl. Tabelle 1). Der Bauablauf wurde in sämtlichen Berechnungen berücksichtigt (Lagenweise Schüttung etc.). Das zuvor angesprochene Durchlassbauwerk aus Stahlbeton (Kollektor), welches in Abbildung 22 ersichtlich ist, wurde im Schnitt A-A/1 berücksichtigt. Aufgrund der ermittelten Kräfte aus der Dammstatik wurde das Bauwerk im FE-Programm Infograph mittels 3D-Numerik modelliert und statisch ausgelegt (siehe Abschnitt 4.5).

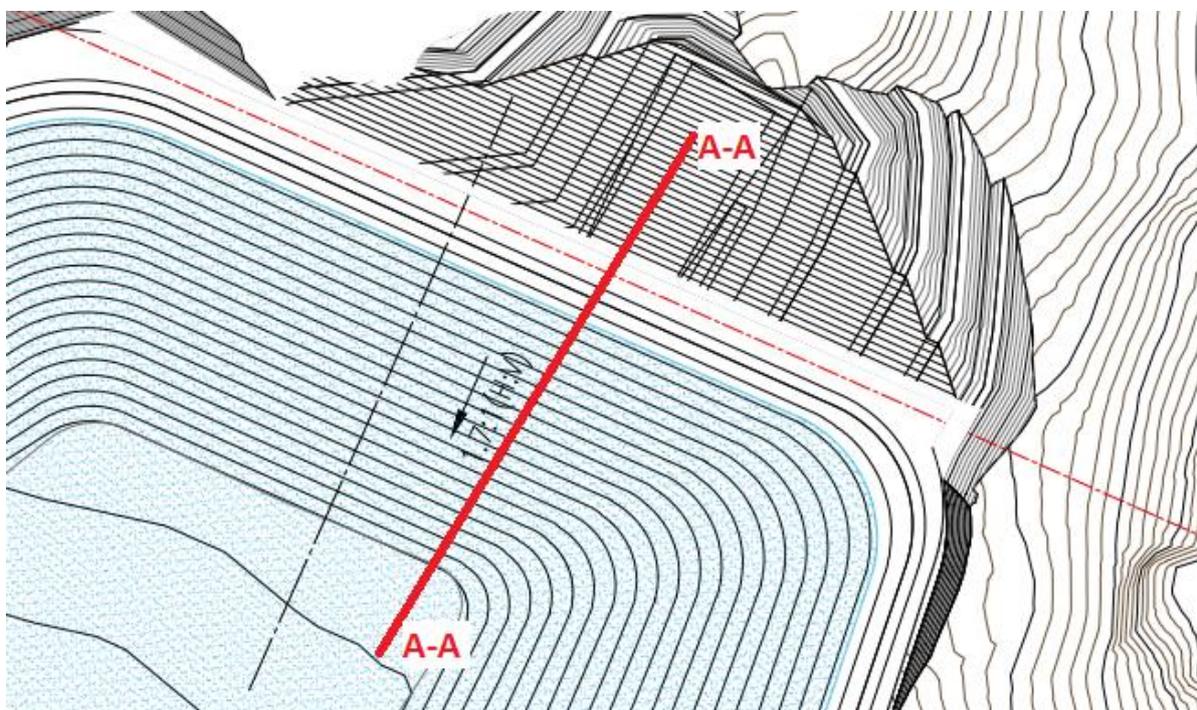


Abbildung 21: Abschlussdamm –Schnittführung für 2D - FEM Berechnung

³ Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen, 1996

4.2 Materialparameter

Wie bereits in Abschnitt 4.1 beschrieben, wurden die Materialparameter, welche Tabelle 1 zeigt, auf Grundlage der geotechnischen und bodenmechanischen Untersuchungen festgelegt.

Tabelle 1: Materialparameter - Eingangswerte für die Bemessung

	Name		γ_{unsat}	E	c	φ	ψ	v_{ur}	k
	[-]		[kN/m ³]	[MPa]	[kN/m ²]	[°]	[°]	[-]	[m/s]
1	Bachsed./Muredsed.		20	50	0,5	35	0	0,2	5E-05
2	Fels verwittert		22	300	5	35	5	0,2	1E-03
3	Fels unverwittert		25	5000	100	35	0	0,2	1E-03
4	Stahlbeton		25	20000	500	45	-	0,2	1E-08
5	Übergangszone		22	50	0	41	11	0,3	1E-03
6	Übergangszone 3A		22	70	0	38	8	0,3	1E-03
7	Steinschüttung		23	60	0	43	13	0,3	1E-03
8	Binder		24	30	100	37	-	0,4	1E-03
9	Dichtbinder		23	30	100	37	-	0,4	1E-05
10	Apshaltdichtschicht		24	30	100	37	-	0,4	1E-08

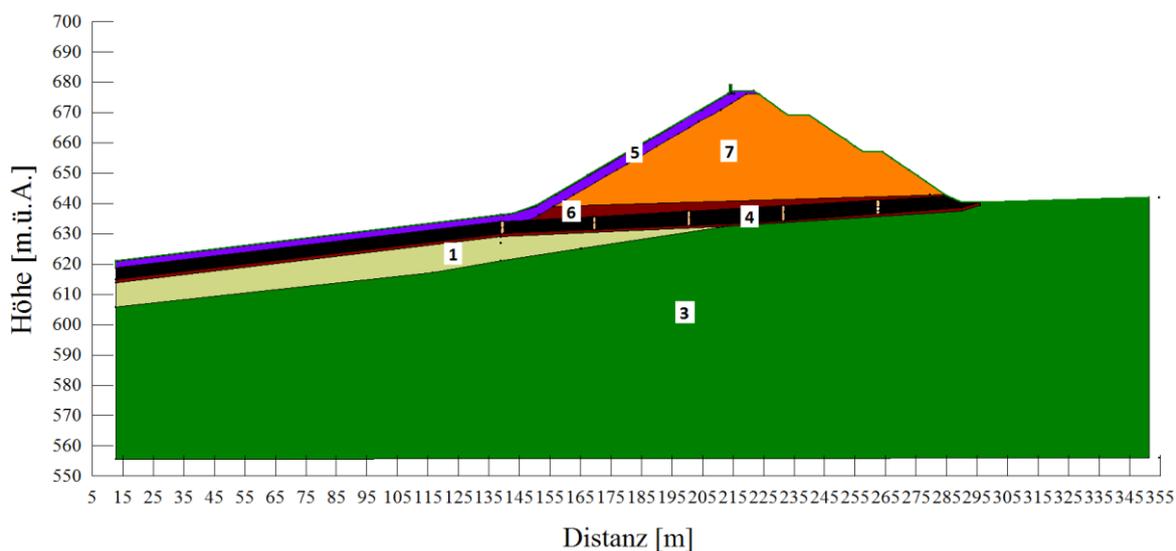


Abbildung 23: Schnitt A-A/1 – Materialien für den Schichtenaufbau (schwarz ≙ Kollektor)

4.3 Bemessungslastfälle und erforderliche Sicherheiten

4.3.1 Bemessungslastfälle/ Lastfallkombinationen

Tabelle 2 zeigt die für die Berechnungen angewandten Bemessungslastfälle/ Lastfallkombinationen.

Tabelle 2: Bemessungslastfälle/ Lastfallkombinationen

Lastfall Kombinationen	Eigengewicht	Verkehr		Wasserspiegel			Erdbeben			Gleitkreis		Lastfallklasse	Erforderliche Sicherheit	Massgebender Belastungsfall
		Raupe	Fahrzeug	leerer Speicher	Stauziel 674,8 m.ü.A.	Schnelle Absenkung	kein Erdbeben	OBE	MCE	wasserseitig	luftseitig			
LK 1	X		X		X		X				X	LFK I, planmäßige Einwirkungen	1,3	Speicher voll (Stauziel)
LK 2	X		X	X			X			X				Speicher leer (Absenziel)
LK 3	X	X		X			X				X	LFK II, Außerplanmäßige Einwirkungen	1,2	Bauzustand
LK 4	X	X		X			X			X				Bauzustand
LK 5	X		X		X			X			X			OBE
LK 6	X		X	X				X		X				OBE
LK 7	X		X			X	X				X			Schnelle Absenkung GK UW
LK 8	X		X			X	X			X				Schnelle Absenkung GK oW
LK 9	X		X		X				X		X	LFK III, Extremfall	1,1	MCE
LK 10	X		X		X		X				X			Defekte Asphaltichtung

4.3.2 Erdbebenbemessung

Die Erdbebenbemessungen werden pseudo-statisch berechnet indem an der Bodenmasse horizontale und vertikale Ersatzkräfte angesetzt werden. Es werden nach Richtlinie der österreichischen Staubeckenkommission, zwei Erdbebenereignisse unterschieden:

- OBE: Operational Basis Earthquake (Betriebserdbeben)
- MCE: Maximum Credible Earthquake (Maximal denkbare Erdbeben)/SSE

Die maximale horizontale Bodenbeschleunigung ergibt sich aus den Karten der Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren. Die effektive Beschleunigung entspricht 70 % der Maximalwerte. Die vertikale Anregung wird mit 2/3 der horizontalen angesetzt.

Tabelle 3 zeigt die angewandten Erdbebenkoeffizienten.

Tabelle 3: Erdbebenkoeffizient

Erdbeben	Bodenbeschleunigung		Effektive Bodenbeschleunigung	
	[m/s ²]	[g]	horizontal [g]	vertikal [g]
OBE	0,8	0,082	0,057	0,038
MCE	2,2	0,224	0,157	0,105

4.3.3 Sicherheiten

Für die globalen Sicherheiten gelten laut ÖNORM B 4433 die Sicherheiten in Tabelle 4.

Tabelle 4: Globale Sicherheiten laut ÖNORM B 4433

Bemessungsfall	Erforderliche Sicherheiten, η_{erf}
Böschungsbruch LFK I	1.30
Böschungsbruch LFK II	1.20
Böschungsbruch LFK III	1.10
Dammgleiten	1.50
Gleiten des Untergrundes	1.50
Dammfußgleiten	1.30
Grundbruch	2.00

Für den quasi-statischen Ansatz muss für das OBE die Sicherheit der LFK II (außerplanmäßiges Ereignis; $\eta = 1.20$) eingehalten werden. Für das MCE/SSE gelten die Sicherheiten der LFK III (extremes Ereignis; $\eta = 1.10$).

4.4 Numerische Berechnung

4.4.1 Grundlagen der numerischen Berechnung für das Programm GeoStudio

Die GeoStudio Software existiert seit 1977 und wurde in Canada entwickelt. Es handelt sich um ein 2D Finite Elemente Programm, welches besonders für die Berechnung geotechnischer Verformungs- und Stabilitätsproblematik ausgelegt ist. Das Programm GeoStudio beinhaltet acht eigenständige Software-Module[20]:

- SLOPE/W (Böschungstabilität),
- SEEP/W (Durchsickerung),
- SIGMA/W (Spannungen und Verformungen),
- QUAKE/W (dynamische Beanspruchung),
- TEMP/W (Geothermie),
- CTRAN/W (Schadstofftransport),
- AIR/W (Luftströmung),
- VADOSE/W (ungesättigte Bodenzone und Bodenbedeckung).

Diese Module sind zwar eigenständig, aber können gekoppelt eingesetzt werden (Ergebnisse aus einem Modul, können als Eingangsdaten beim anderen dienen).

In dieser Arbeit wurden die ersten drei der oben angeführten Module (SLOPE, SEEP und SIGMA) für die Berechnung verwendet. Diese werden im Folgenden näher erläutert.

4.4.1.1 SLOPE/W

Die Berechnung der Standsicherheit von Bauwerken ist der älteste Teil der deterministischen Analysen. Im Bereich der Geotechnik werden diese Berechnungen sehr häufig durchgeführt. Neuere Softwarepakete ergänzen den deterministischen Ansatz mit dem FE-Berechnungsansatz. In dieser Arbeit wurde ausschließlich der deterministische Ansatz nach Bishop angewandt.

SLOPE/W bietet wie oben beschrieben einen gekoppelten Ansatz. Die gekoppelte Herangehensweise ermöglicht umfangreiche und komplexe Analysen, unter Einbezug der FE Berechnungen von Porenwasserdrücken und Spannungen in die Standsicherheitsberechnung.

Materialmodelle die in SLOPE/W zur Verfügung stehen sind:

- Mohr-Coulomb,
- Spatial Mohr-Coulomb (Räumliches Mohr-Coulomb Modell),
- Bilinear,
- Anisotropic strength model (Anisotropes Modell),
- Frictional-undrained combined model (Kombiniertes Modell),
- SHANSEP,
- Hoek und Brown Modell.

Neben den zur Auswahl stehenden Modellen, gibt es die Möglichkeit die Kurve des Festigkeitsverhaltens selbst zu definieren.

In dieser Arbeit wird näher auf das Mohr-Coulomb Festigkeitsmodell eingegangen, weil dieses auch in den Standsicherheitsberechnungen (siehe Abschnitt 4.4.2.4) angewandt wurde⁴.

4.4.1.1.1 Mohr-Coulomb Festigkeitsmodell

Es ist üblich in der Geotechnik die Scherfestigkeit von Materialien durch die Coulomb'sche Gleichung zu beschreiben:

$$\tau = c + \sigma_n * \tan\phi$$

Formel 1: Coulomb'sche Gleichung

τ – Scherfestigkeit,

c – Kohäsion,

σ_n - Normalspannung auf die Scherfläche,

ϕ – Winkel der inneren Reibung.

Diese Gleichung führt auf die in der Abbildung 24 dargestellte Gerade.

Die Bruchgerade wird oft aus den Triaxialversuchen ermittelt und die Ergebnisse werden als Mohr'sche Halbkreise dargestellt, daher leitet sich der Name Mohr-Coulomb'sche Bruchgerade ab.

⁴ Weitere Festigkeitsmodelle werden in [21] beschrieben

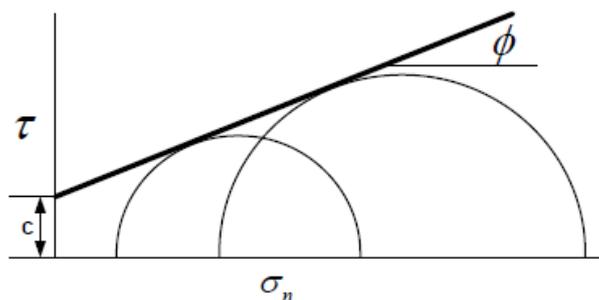


Abbildung 24: Mohr-Coulomb'sche Bruchgerade aus [21]

Die Kohäsion und der Reibungswinkel können als totale oder effektive Werte angenommen werden. SLOPE/W unterscheidet nicht zwischen den effektiven und totalen Scherparametern. Welche Parameter passend sind muss der Benutzer in Abhängigkeit vom Projekt entscheiden.

Für die Standsicherheit, liefern die effektiven Werte realistischere Ergebnisse.

Bei der Durchführung der Analyse des Lastfalles Schnellabsenkung wurde das Mohr-Coulomb Festigkeitsmodell angewandt, wobei in diesem Fall c und ϕ als effektive Parameter angesetzt wurden. Die Verwendung von totalen Werten dient zur Darstellung der undrainierten Festigkeit des Materials.

4.4.1.1.2 Grenzgleichgewichts-Zustand (Gleitkreisverfahren)

Die Idee der Diskretisierung des potenziellen Rutschkörpers in die vertikalen Lamellen (Scheiben) stammt aus dem frühen 20. Jahrhundert und ist somit das älteste „numerische“ Verfahren in der Geotechnik. Im Verlauf der Jahre wurden mehrere Methoden erarbeitet. Im Prinzip sind sich alle diese Methoden ziemlich ähnlich. Der Unterschied besteht darin welche Grenzwerte eingehalten oder Gleichungen verwendet und welche zwischenlamellaren Kräfte berücksichtigt werden. In Abbildung 25 ist ein typischer, in Lamellen unterteilter, Bruchkörper dargestellt. Weiters sind die möglichen Kräfte, die auf eine Lamelle wirken können, eingezeichnet.

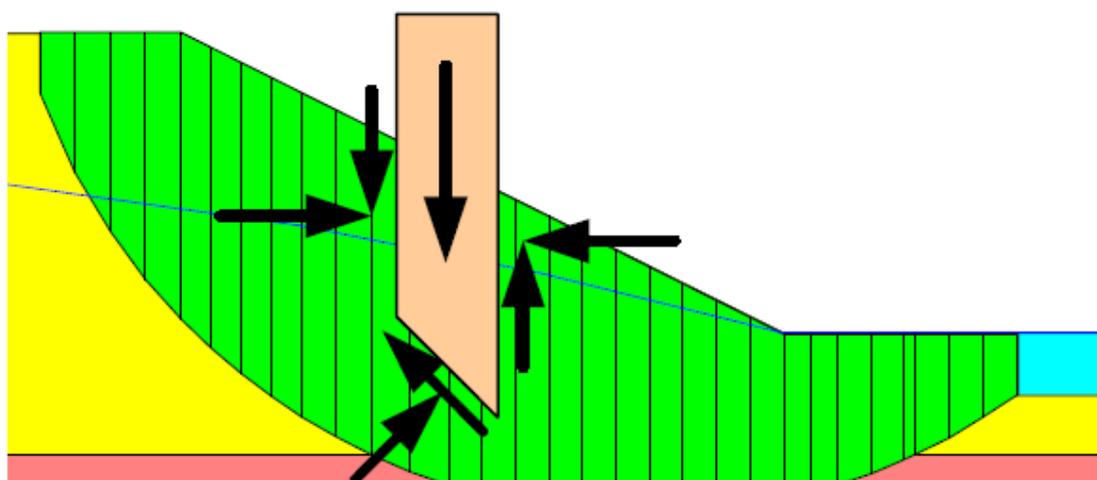


Abbildung 25: Lamellenunterteilung und Lamellenkräfte beim Bruchkörper aus [21]

Die Ordinary (Fellenius) Methode war eine der ersten Entwicklungen. Hierbei werden nicht alle zwischenlamellaren Kräfte berücksichtigt und nur das Momentengleichgewicht wird

eingehalten. Deswegen ist diese Methode auch händisch anwendbar. Später hat Bishop (1955) ein Verfahren ausgearbeitet bei dem er die Normalkräfte zwischen den Lamellen miteinbezogen hat, dabei wurden aber die Scherkräfte vernachlässigt. Bishop hat ebenfalls nur das Momentengleichgewicht eingehalten. Wegen der Berücksichtigung der Normalkräfte kam es zu einer nichtlinearen Gleichung für die Ermittlung des Sicherheitsfaktors. Die Nichtlinearität dieser Gleichung führte zu einem iterativen Prozess der Berechnung des Sicherheitsfaktors. Janbu hat zwar auch wie Bishop die Normalkräfte berücksichtigt, aber im Vergleich zu Bishop erfüllt die Methode von Janbu das Kräftegleichgewicht (von horizontalen Kräften) und nicht das Momentengleichgewicht. Die Methoden nach Morgenstern-Price und Spencer basieren auf mathematisch komplexeren Ansätzen. Diese zwei Methoden berücksichtigen alle auftretenden Kräfte zwischen den Lamellen und halten alle statischen Gleichungen ein. Aufgrund der Komplexität sind diese beiden Methoden nur durch Software-Anwendung lösbar.

Tabelle 5: Erfüllte statische Gleichungen

Method	Moment Equilibrium	Force Equilibrium
Ordinary or Fellenius	Yes	No
Bishop's Simplified	Yes	No
Janbu's Simplified	No	Yes
Spencer	Yes	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes
Corps of Engineers – 1	No	Yes
Corps of Engineers – 2	No	Yes
Lowe-Karafiath	No	Yes
Janbu Generalized	Yes (by slice)	Yes
Sarma – vertical slices	Yes	Yes

Tabelle 6: Zwischenlamellare Kräfte

Method	Interslice Normal (E)	Interslice Shear (X)	Inclination of X/E Resultant, and X-E Relationship
Ordinary or Fellenius	No	No	No interslice forces
Bishop's Simplified	Yes	No	Horizontal
Janbu's Simplified	Yes	No	Horizontal
Spencer	Yes	Yes	Constant
Morgenstern-Price	Yes	Yes	Variable; user function
Corps of Engineers – 1	Yes	Yes	Inclination of a line from crest to
Corps of Engineers – 2	Yes	Yes	Inclination of ground surface at top of slice
Lowe-Karafiath	Yes	Yes	Average of ground surface and slice base inclination
Janbu Generalized	Yes	Yes	Applied line of thrust and moment equilibrium of slice
Sarma – vertical slices	Yes	Yes	$X = C + E \tan \phi$

Spannungs- und Verformungsberechnungen des AFRD

Das Gleitkreisverfahren wurde von Fredlund in den 1970er Jahren an der Universität Saskatchewan entwickelt. Dieses Verfahren umfasst die wesentlichen Elemente der Methoden die in Tabelle 5 aufgelistet sind. Das Gleitkreisverfahren basiert auf zwei Sicherheitsfaktoren. Eine Gleichung ergibt den Sicherheitsfaktor hinsichtlich des Momentengleichgewichts (FS_m), während die andere Gleichung den Sicherheitsfaktor in Bezug auf das horizontale Kräftegleichgewicht (FS_f) darstellt. Die Idee zwei Sicherheitsfaktoren zu benutzen wurde eigentlich zum ersten mal von Spencer (1967) veröffentlicht. Die zwischenlamellare Scherkraft in den Gleitkreisverfahren wird nach folgender Gleichung berechnet:

$$X = E * \lambda * f(x)$$

Formel 2: Gleichung für die zwischenlamellare Scherkraft

$f(x)$ – Funktion,

λ – das Verhältnis zwischen der angewendeten und der vorgegebenen zwischenlamellaren Kräftefunktion ,

E – zwischenlamellare Normalkraft,

X – zwischenlamellare Scherkraft.

Die Formel 2 wurde von Morgenstern und Price (1965) vorgeschlagen.

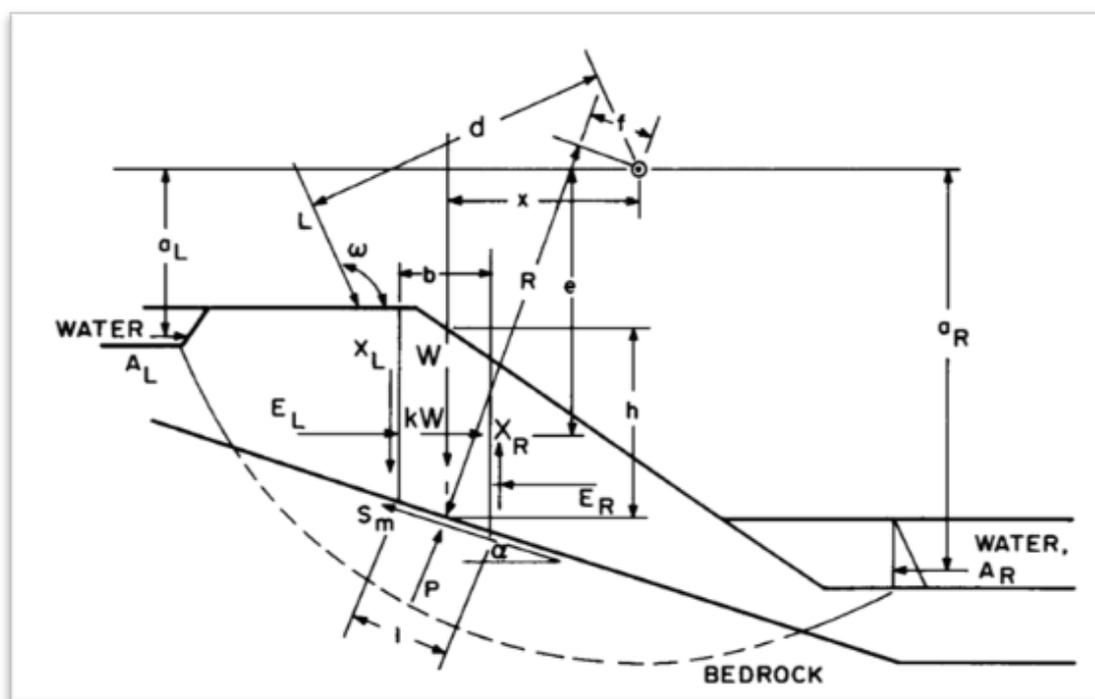


Abbildung 26: Eingesetzte Kräfte beim Gleitkreisverfahren aus [22]

Spannungs- und Verformungsberechnungen des AFRD

Die Gleichungen des Momenten- und Kräftegleichgewichts, angewendet für Abbildung 26, sind im Folgenden dargestellt:

$$FS_m = \frac{\sum(c'\beta R + (N - u\beta)R \tan \phi')}{\sum Wx - \sum Nf}$$

Formel 3: Sicherheitsfaktor (Momentengleichgewicht)

$$FS_f = \frac{\sum(c'\beta \cos \alpha + (N - u\beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum(N \sin \alpha)}$$

Formel 4: Sicherheitsfaktor (Kräftegleichgewicht)

$$N = \frac{\left(W - (X_R - X_L) - \frac{c'\beta \sin \alpha + u\beta \sin \alpha \tan \phi'}{FS} \right)}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{FS}}$$

Formel 5: Normalkraft an der Basis jeder Lamelle

c' - effektive Kohäsion,

β – Grundlänge (Basislänge) der Lamellen,

R – Radius des Hebelarms der Kraft S_m

N – Normalkraft an der Basis (Unterkante) der Lamelle ,

u – Porenwasserdruck,

ϕ' - effektiver Reibungswinkel,

W – Lamellengewicht,

x – horizontale Distanz zwischen der Lamelle und dem Rotationsmittelpunkt,

f – senkrechter Abstand der Normalkraft von dem Rotationsmittelpunkt,

α – Neigung der Grundfläche (Basisfläche).

Anzumerken ist, dass falls eine zusätzliche Last (Punktlast) vorhanden ist, sie auch in den Gleichungen mit entsprechender Wirkung (versagensfördernd oder -hindernd) mitberücksichtigt werden muss.

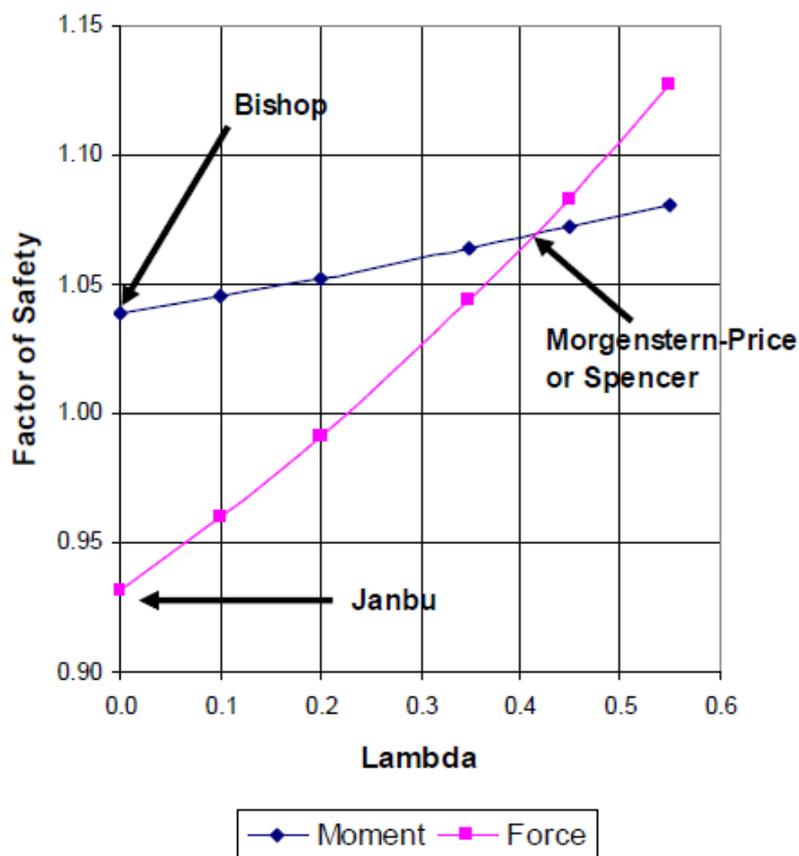


Abbildung 27: Sicherheitsfaktor vs. Lambda (λ) aus [21]

Abbildung 27 zeigt die Abweichungen der Ergebnisse der beschriebenen Verfahren. Mit Hilfe des Gleitkreisverfahrens kann beobachtet werden wie die ausgewählte Funktion der zwischenlamellaren Kräfte die berechneten Sicherheitsfaktoren beeinflusst. Vorteilhaft ist auch, dass durch die Anwendung des Gleitkreisverfahrens alle Methoden, die in der Tabelle 5 aufgelistet sind, für alle kinematisch zulässige Gleitflächenformen anwendbar sind⁵. Alle Methoden aus Tabelle 5 sind Sonderfälle des Gleitkreisverfahrens [23].

In der Praxis sollte die ausgewählte Methode sowohl alle statischen Gleichungen erfüllen, als auch Scher- und Normalkräfte berücksichtigen.

4.4.1.2 SEEP/W

Die Simulation der Wasserströmung mit numerischen Modell kann sehr komplex sein, aufgrund der allgemeinen Heterogenität und Anisotropie von natürlichen Boden. Die veränderlichen Randbedingungen stellen auch eine Erschwerung dar. Die Analyse der Wasserströmung durch gesättigte und ungesättigte Böden mit numerischen Modellen ist eine hochgradig nichtlineare Problemstellung und erfordert daher iterative Vorgehensweisen. Mit Hilfe von SEEP/W kann die Grundwasserströmung in porösen Medien modelliert werden. Das Programm kann einfache gesättigte, stationäre Probleme oder komplizierte gesättigte und ungesättigte Analysen mit atmosphärischer Kopplung an der Bodenoberfläche berechnen [24].

⁵ z.B. Das Verfahren nach Bishop wurde ursprünglich nur für die kreisförmige Gleitfläche entwickelt, aber die Annahmen des Verfahrens können durchaus auch für andere Gleitflächenformen angewendet werden

Bei Böschungen spielen die Grundwasserstände und deren Veränderungen durch die Änderung der effektiven Spannungen des Korngerüsts eine maßgebende Rolle bei der Auslösung und Entwicklung von Rutschungen[25].

Die mathematische Modellierung der Grundwasserströmung basiert auf dem Gesetz von Darcy:

$$q = v_f = k_f * i$$

Formel 6: Darcy-Gesetz

q – spezifischer Durchfluss,

v_f – Darcy'sche Geschwindigkeit⁶,

k_f – Durchlässigkeitsbeiwert,

i – hydraulischer Gradient.

Zu Beginn wurde das Darcy-Gesetz nur für gesättigte Böden abgeleitet. Im weiteren wurde die Gültigkeit für ungesättigte Böden bewiesen (siehe Richards, 1931 und Childs & Collins-George, 1950). Der einzige Unterschied besteht darin, dass die hydraulische Durchlässigkeit im ungesättigten Fall nicht mehr konstant ist.

4.4.1.2.1 Materialmodelle

Folgende Materialmodelle stehen zur Verfügung in SEEP/W:

- Saturated/unsaturated (gesättigt/ungesättigt),
- Saturated only (ausschließlich gesättigt)
- Interface model.

Das „Saturated only“ Modell ist zwar effektiv und schnell durchführbar für Regionen die auf Dauer unter dem Grundwasserspiegel liegen, aber es kann nicht für Bereiche, für die es während der Analyse zu einer Teilsättigung kommt, angewandt werden. Wenn es zu solch einer falschen Anwendung kommt, rechnet das Programm zwar weiter, aber unter der Annahme, dass in der ungesättigten Zone die gleiche Wasserdurchlässigkeit herrscht wie in der gesättigten Zone, was im Weiteren zu einem unrealistischen Wasserspiegel führt.

Wenn durch Strömungs- oder Infiltrationsvorgänge eine Änderung der Sättigung des Bodens zu erwarten ist (z. B. Böschungen bei Hochwasserdeichen etc.), ist eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Eigenschaften des Baugrunds nur möglich, wenn die Besonderheiten bei Teilsättigung in entsprechender Weise Berücksichtigung finden. Auch für Situationen in denen ein Zweifel über die Auswahl des Modells besteht, ist das „Saturated/unsaturated“ Modell geeignet. Es ist darauf Rücksicht zu nehmen, dass im numerischen Modell Teilsättigungen und somit scheinbare Kohäsion erfasst werden. Der Einfluss der scheinbaren Kohäsion auf die Standsicherheit darf nicht überschätzt werden.

Falls Oberflächenelemente zur Anwendung kommen (zB. Geomembranen), kann durch das „Interface“Modell unterschiedliche tangentielle und normale Durchlässigkeit angesetzt werden.

⁶ v_f ist nicht die mittlere Fließgeschwindigkeit von Wasser, sondern die multipliziert mit der Porositätszahl. Beim ungesättigten Boden erfolgt die Multiplizierung mit dem volumetrischen Wassergehalt des Bodens. SEEP/W benutzt für die Berechnungen nur die Darcy'sche Geschwindigkeit und zeigt nur sie auch an.

4.4.1.3 SIGMA/W

Für die Spannungs- und Verformungsberechnung kommt SIGMA/W zu Einsatz.

Stoffgesetze definieren das Verhältnis zwischen Spannungen und Dehnungen eines Materials und beschreiben das Verformungsverhalten eines Stoffes. Durch die mathematische Simulation von Prozessen wird die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen. Dabei benutzt man die Bilanzgleichungen der Mechanik (Erhaltung von Masse und Impuls⁷). Diese Gleichungen reichen nur für sogenannte statisch bestimmte Systeme und in der Geotechnik kommen diese kaum vor. Daher werden weitere Gleichungen, welche die Formänderungen mathematisch beschreiben, angewandt. Bilanzgleichungen drücken physikalische Prinzipien exakt aus, im Gegensatz zu Stoffmodellen, die das mechanische Verhalten nur näherungsweise beschreiben.

In der Geotechnik ist es teilweise schwieriger als in anderen Gebieten des Bauingenieurwesens die Eigenschaften von Stoffen durch ein geeignetes mathematisches Modell zu beschreiben. Die Ursache dafür ist die Komplexität des angewandten Stoffes. Es handelt sich nicht um einen apriori bekannten Stoff, dessen Eigenschaften in Handbüchern nachgelesen werden können, wie es zB bei Stahl der Fall ist [26]. Der Zwecke der Stoffgesetze ist es den Stoff als Kontinuum zu beschreiben.

Das Programm selbst verfügt über Stoffgesetze, die in SIGMA/W implementiert sind; wobei es möglich ist, eigene Stoffgesetze zu programmieren und im Nachhinein ins Programm zu integrieren. Die bereits enthaltenen Stoffgesetze sind:

- Linear-elastisch,
- Anisotrop Linear-elastisch,
- Nichtlinear Elastisch (Hyperbolisch),
- Elasto-plastisch (Mohr-Coulomb),
- Soft Clay (modifiziertes Cam-Clay Modell).

⁷Energieerhaltung spielt eine untergeordnete Rolle, denn die meisten Prozesse in Geotechnik dissipativ sind und die dissipative Arbeit (in Wärme umgewandelt) lässt sich kaum messen.

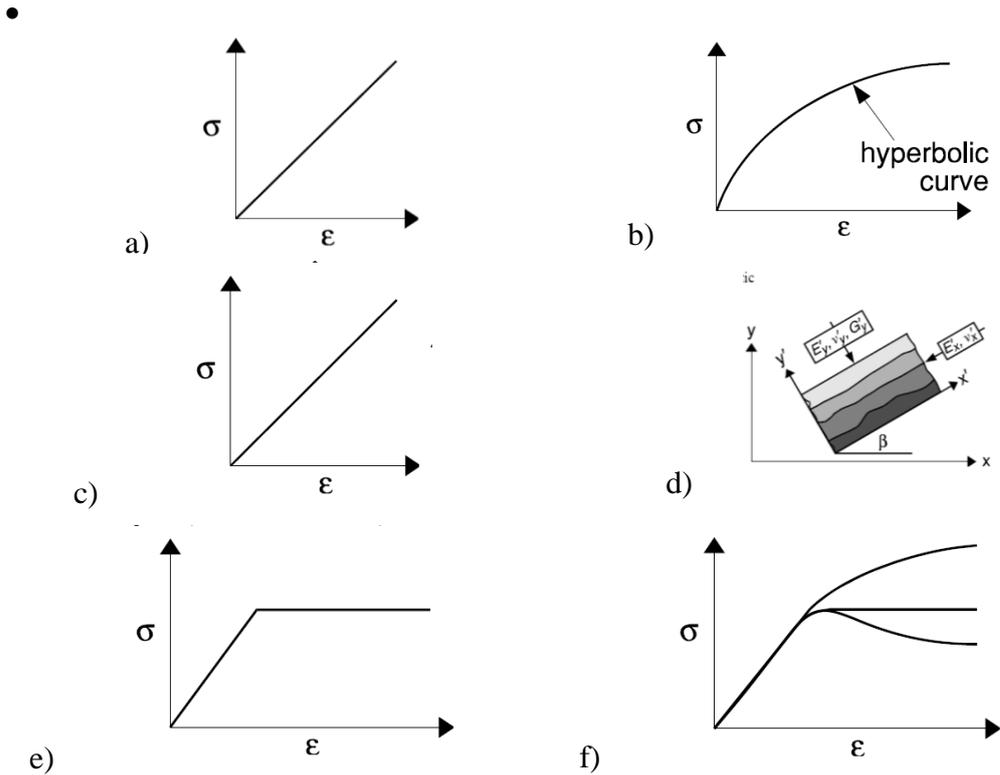


Abbildung 28: Stoffgesetze integriert in SIGMA/W aus [27]

a) Linear-elastisch; b) Nichtlinear Elastisch (Hyperbolisch); c) und d) Anisotrop Linear-elastisch; e) Elasto-plastisch (Mohr-Coulomb); f) Soft Clay (modifiziertes Cam-Clay Modell)

In den Berechnungen wurde das Mohr- Coulomb Stoffgesetz angewendet, daher wird im folgenden Kapitel auf dieses näher eingegangen.

4.4.1.3.1 Mohr-Coulomb Stoffgesetz (MC)

Dieses Materialmodell gehört zum Modell der Elastoplastizität („ideale Plastizität“). Ein elasto-plastisches Stoffmodell besteht im Allgemeinen aus:

- Versagensfläche,
- plastischem Potential und
- Verfestigungsfunktion.

Unter einer Versagensfläche versteht man jene Spannungszustände, die vom Material ohne bleibende Verformungen aufgenommen werden können (linear elastisches Verhalten⁸) und ab welchen Zustand plastische (irreversible) Verformungen auftreten (Versagen vom Material). Das plastische Potenzial sagt aus wie sich das Material im Fall des Versagens verhält (in welchen Größe und Richtung die Verformungen auftreten). Durch die Verfestigungsfunktion kann festgelegt werden, dass nach dem Versagen des Materials und damit verbundenen plastischen Verformungen, die Versagensfläche gedanklich ausgedehnt wird (für zusätzliche bleibende Verformungen). Im weiteren Belastungsschritt müssen größere Spannungen aufgebracht werden[28].

⁸ Verhalten unabhängig von der Belastungsrichtung, d.h. es liegt zum Beispiel für ödometrische Belastung und Entlastung die gleiche konstante Steifigkeit zugrunde, und es kommt zur keinen bleibenden Verformungen

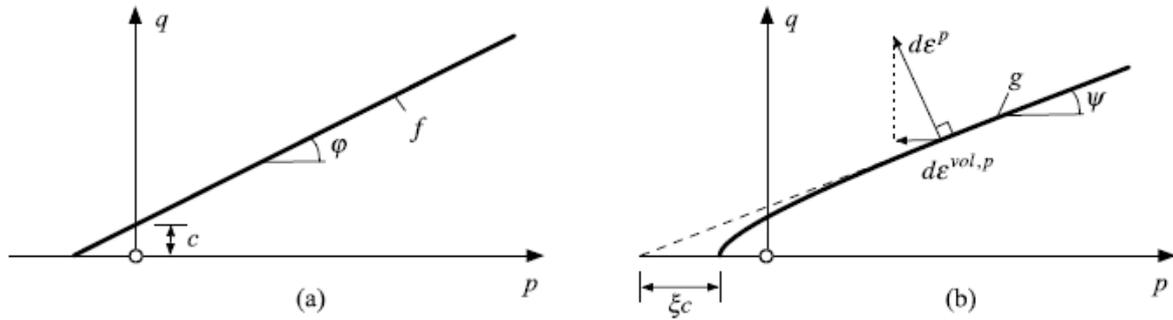


Abbildung 29: Mohr-Coulomb Modell (a) Versagensfläche, (b) plastisches Potential aus [29]

Das plastische Verhalten wird durch die Grenzbedingung⁹ und die Fließregel definiert. Durch die Fließregel wird die Richtung und durch die Konsistenzbedingungen der Betrag des Zunahme der plastischen Dehnung festgelegt.

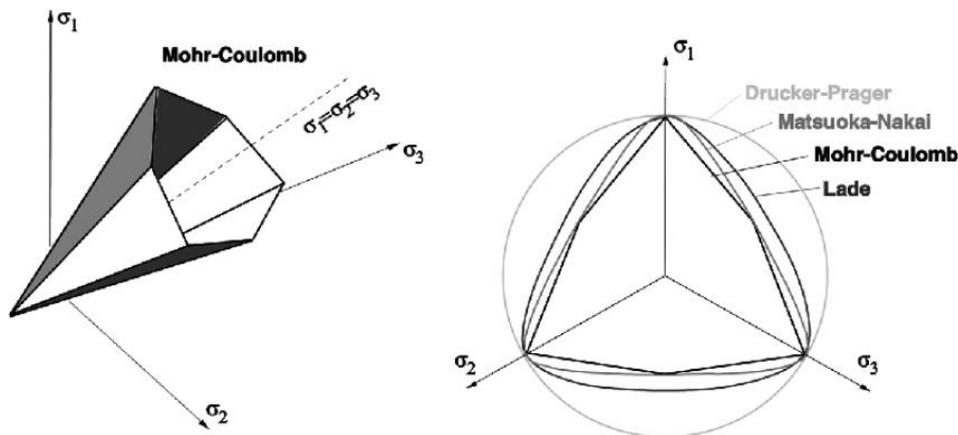


Abbildung 30: Grenzbedingungen

links im Hauptspannungsraum; rechts in der Ebene der deviatorischen Spannungen aus [25]

Das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb ist ein weit verbreitetes Stoffmodell für geotechnische Anwendung. Prinzipiell ist dieses Kriterium für Standsicherheitsberechnungen geeignet. Zwei wesentliche bodenphysikalischen Parameter auf denen das MC Kriterium aufgebaut ist sind die Kohäsion c und der Reibungswinkel φ . Es handelt sich um ein relativ einfaches Modell, in welchem die physikalisch konsistenten Parameter, die in Labortests relativ einfach ermittelt werden können, einen großen Vorteil darstellen. Das Modellkonzept besteht darin, dass das Materialversagen von der maximal aufnehmbaren Scherspannung abhängig ist. Das heißt, dass die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung nicht berücksichtigt wird, was bei ebenen und dreidimensionalen Standsicherheitsberechnungen zu Reserven führt. Ein Versagen infolge eines hauptsächlich hydrostatischen Spannungszustandes kann nicht bestimmt werden.

Unterhalb von der Versagensfläche f , die in Abbildung 29 (a) ersichtlich ist, verhält sich das Material linear elastisch. Sobald ein Spannungszustand die Versagensfläche erreicht, versagt das Material und es kommt zu den bleibenden Verformungen $d\epsilon^p$, die in Größe und Richtung dem plastischen Potenzial nach Menétrey und William entspricht - siehe Abbildung 29 (b). Die plastischen Verformungen nehmen infolge des Versagens zu (Dilatanz, bzw. Volumenzunahme). Zur Steuerung der Volumenzunahme im Versagensfall dient der

⁹ Die Grenzbedingung (siehe Abbildung 30) wird in der Regel durch den Reibungswinkel und die Kohäsion definiert

Dilatanzwinkel ψ in der Hauptspannungsebene. Der Dilatanzwinkel¹⁰ beschreibt meistens die Art der Volumenänderung (siehe Abbildung 31). Bei der Kategorie von elasto-plastischen Stoffmodellen sind der Reibungswinkel und der Dilatanzwinkel spannungs- und dichteunabhängig. Der Dilatanzwinkel sollte immer kleiner als der Reibungswinkel angenommen werden. Falls die Werte des Dilatanzwinkels nicht experimentell bestimmt werden können; wird folgende Annahme empfohlen:

$$\psi = \varphi - 30^\circ, \text{ für } \varphi \geq 30^\circ;$$

$$\psi = 0, \text{ für } \varphi < 30^\circ.$$

Laut Abbildung 31 sollte ab einer kritischen Volumenvergrößerung, bzw. Porenzahl, keine Dilatanz mehr auftreten ($\psi=0$, auch für $\varphi \geq 30^\circ$).

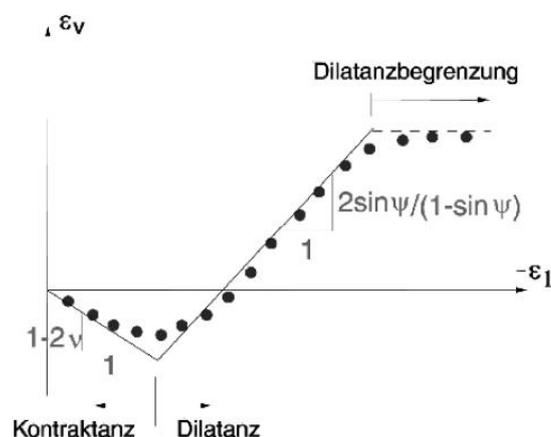


Abbildung 31: Dilatanz und Kontraktanz im Triaxialversuch (Punkte sind die Versuchsergebnisse) aus [25]

Durch das Parallelverschieben der Versagensfläche, kann die Verfestigungsfunktion für den Fall der Wiederbelastung eingesetzt werden. Als Anwendungsbeispiel kann ein einfaches geotechnisches Problem erwähnt werden, bei dem das Materialversagen mit einer Volumenzunahme verbunden ist (Stand sicherheitsnachweise von Dämmen).

Eine typische Spannungs-Dehnungskurve für dieses Stoffmodell ist in Abbildung 32 ersichtlich. Die Spannungen sind proportional zu den Dehnungen, bis die Streckgrenze erreicht wird. Über die Streckgrenze hinaus verhält sich die Kurve horizontal.

¹⁰ Entspricht nicht jenem Dilatanzwinkel, der durch Standardlabortests ermittelt werden kann

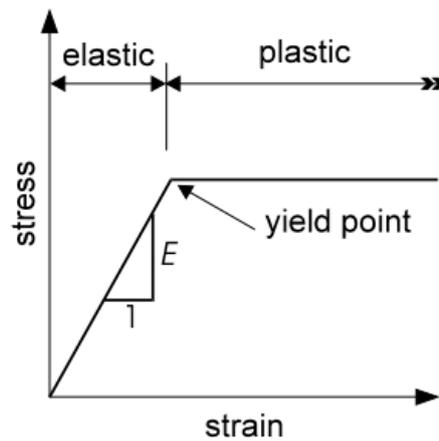


Abbildung 32: Spannungs-Dehnungskurve für das MC Stoffgesetz aus [27]

Elastisch-ideal-plastische Stoffmodelle sind bedingt für Verformungsberechnungen ohne Richtungsumkehr geeignet. Dies trifft für Setzungsberechnungen bei Dammschüttungen zu. Daher wird es empfohlen, eine mit der Tiefe zunehmenden Steifigkeit anzunehmen. Das kann zum Beispiel durch Modellierung mehrerer Schichten mit jeweils konstanter Steifigkeit erfolgen.

4.4.2 Berechnungen von Damm

Die Schnittführung A-A/1 wurde einmal durch das Stahlbetondurchlassbauwerk geführt sowie einmal in einem Parallelschnitt A-A/2 im Abstand von 10 m. Die Ergebnisse beider zweidimensionalen Modelle werden im Folgenden dargestellt und diskutiert. Für sämtliche numerische Modellierungen wurde der Dichtschichtaufbau (siehe Abbildung 35) detailliert eingebaut.

4.4.2.1 Statisches System, Schnitt A-A/1 und A-A/2

Das statische System, welches für die Sickerströmungs-, Verformungs- und Gleitkreisberechnungen (Verfahren nach Bishop) verwendet wurde, ist in Abbildung 33 dargestellt.

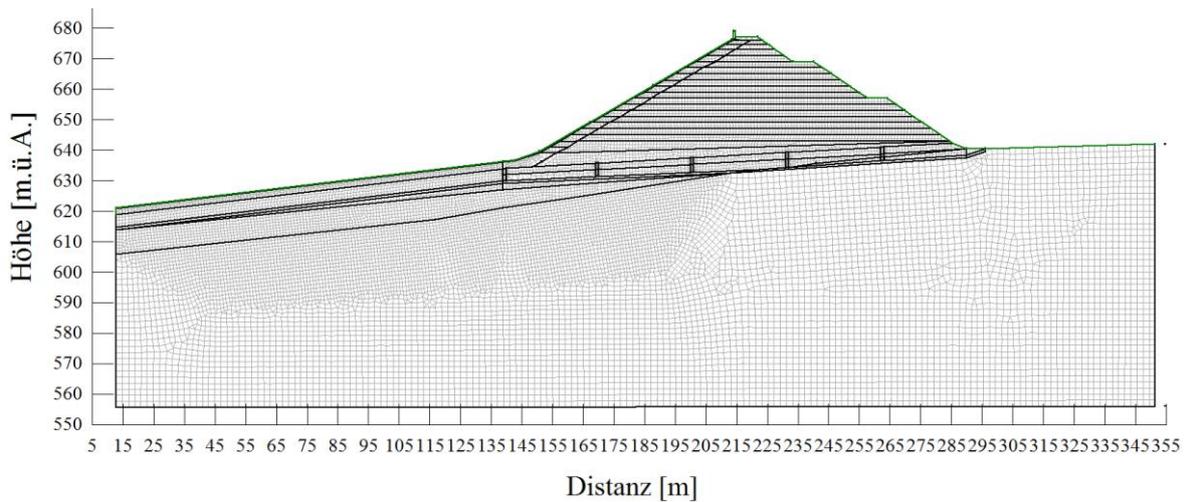


Abbildung 33: Schnitt A-A – Finite Element Modell (A-A/1 und A-A/2)

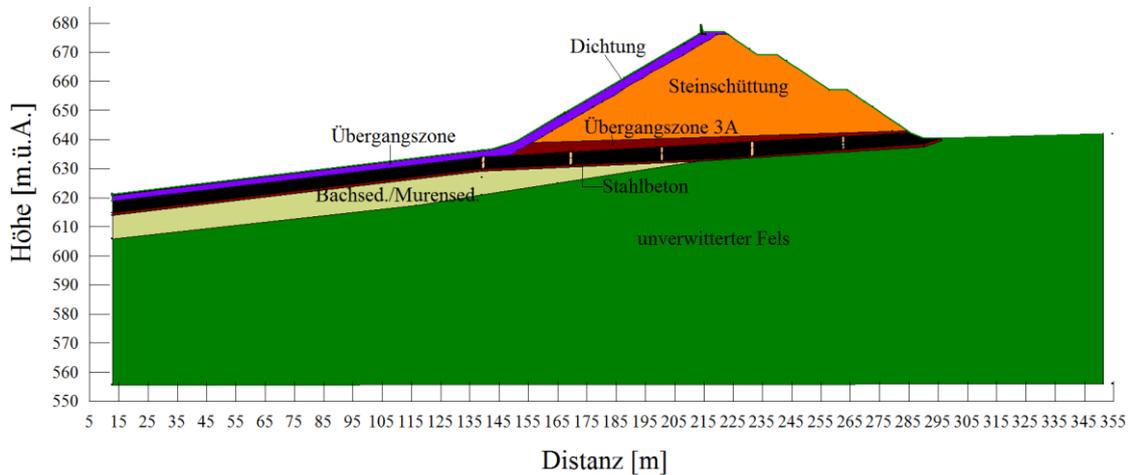


Abbildung 34: Schnitt A-A/1 – Schichtenaufbau (schwarz ≡ Kollektor)

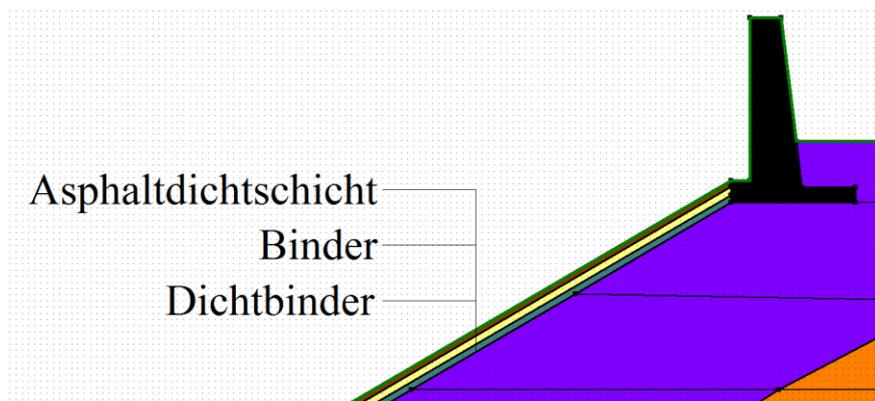


Abbildung 35: Schnitt A-A/1 – Dichtungsaufbau Detail

4.4.2.2 Sohlschub am Dammfuß

In der Sohlfläche des Dammes wirken neben der vertikalen Spannung (Gewicht der Schüttung) auch horizontale, nach außen gerichtete Spannungen. Diese sind auf die Spreizwirkung, die der schwere Mittelteil des Dammkörpers auf die Dammfüße ausübt, zurückzuführen. Auf einen untersuchten Dammskeil wirken der Erddruck und die Gewichtskraft. Dazu wurde der aktive Erddruck ohne Wandreibung am Keil angesetzt und für diesen die Sicherheit untersucht.

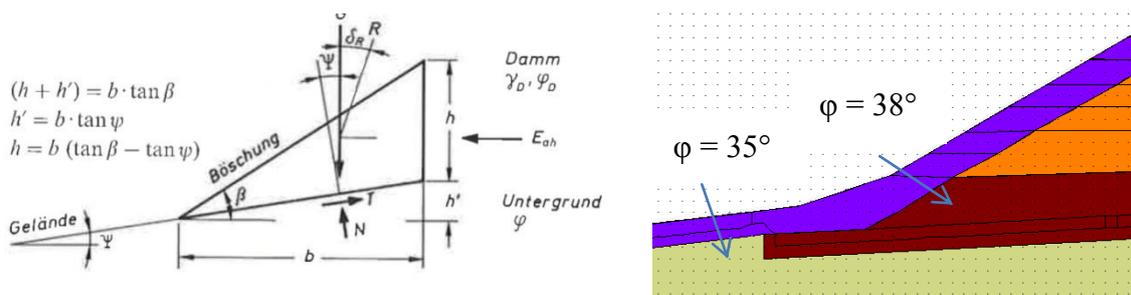


Abbildung 36: Schnitt A-A/2 - Kräfte am nicht durchströmten Dammfuß

Spannungs- und Verformungsberechnungen des AFRD

Für den Fall der ebenen Gleitfläche (Abbildung 36) ist die Sicherheit gegeben durch:

Berechnungskennwerte:

$$\beta = 30,466^\circ$$

$$\varphi = 38^\circ (35^\circ)$$

$$\psi = 1,776^\circ (3,945^\circ)$$

$$K_{ah} = \left(\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\beta)}}} \right)^2 \quad K_{ah,38^\circ} = 0,364; \quad K_{ah,35^\circ} = 0,444$$

$$\eta = \frac{\tan(\varphi)}{K_{ah} \cdot \tan(\beta) + (1 - K_{ah}) \cdot \tan(\psi)} \quad \eta_{38^\circ} = 3,4; \quad \eta_{35^\circ} = 2,3$$

Formel 7: Sicherheitsfaktor für Sohlschub am Dammfuß

Die Bedeutung der verwendeten Parameter der Formel 7 ist in Abbildung 36 ersichtlich.

Somit wird die Bedingung für beide Fälle ($\varphi = 38^\circ$, bzw. $\varphi = 35^\circ$) erfüllt ($\eta \geq \eta_{\text{erf}} = 1,5$).

4.4.2.3 Hangparalleles Gleiten

Die Dammneigung beträgt wasser- und luftseitig 1,7H:1,0V. Der Reibungswinkel für das Schüttmaterial beträgt 43° .

$$(\alpha = 30,466^\circ)$$

$$\eta := \frac{\tan(\varphi) \cdot (a_v + a_h \cdot \tan(\alpha) - 1)}{\frac{a_h}{\cos(\alpha)^2} - \tan(\alpha) \cdot (a_v + a_h \cdot \tan(\alpha) - 1)}$$

Formel 8: Sicherheitsfaktor für hangparalleles Gleiten

Tabelle 7: Berechnungsergebnisse hangparalleles Gleiten

	Erdbeben		Vorhandene Sicherheit		Erforderliche Sicherheit
	Effektive Beschleunigung				
	ah	av	H_{43°		η_{erf}
Kein Erdbeben	0 g	0 g	1,6	>	1,3
OBE	0,057 g	0,038 g	1,4	>	1,2
MCE	0,157 g	0,105 g	1,1	>	1,1

4.4.2.4 Böschungsbruch

Die analytische Berechnung für den Böschungsbruch wurde mittels der Software GEO-SLOPE 2007 vorgenommen. Das Programm ermittelt für verschiedene Gleitkreise die kleinste Sicherheit unter Zugrundelegung der Sicherheitsdefinition von Fellenius mit der Formel für den Scherwiderstand von Bishop.

Die Lösung ergibt sich durch Iteration nach η mit verschiedenen Gleitkreisen (Iteration des Mittelpunktes und des Radius).

4.4.2.4.1 Lastfallklasse I

Betriebszustand – voller Speicher (Stauziel, 674,6 m.ü.A.)

Es wird die Standsicherheit des fertigen Dammes bei vollem Becken (Stauziel) nachgewiesen. Des Weiteren wird eine 4.0 m breite Verkehrslast auf der Dammkrone und auf den luftseitigen Bermen von 10 kN/m² angenommen. Es wirken das Eigengewicht und die Verkehrslast (Fahrzeug).

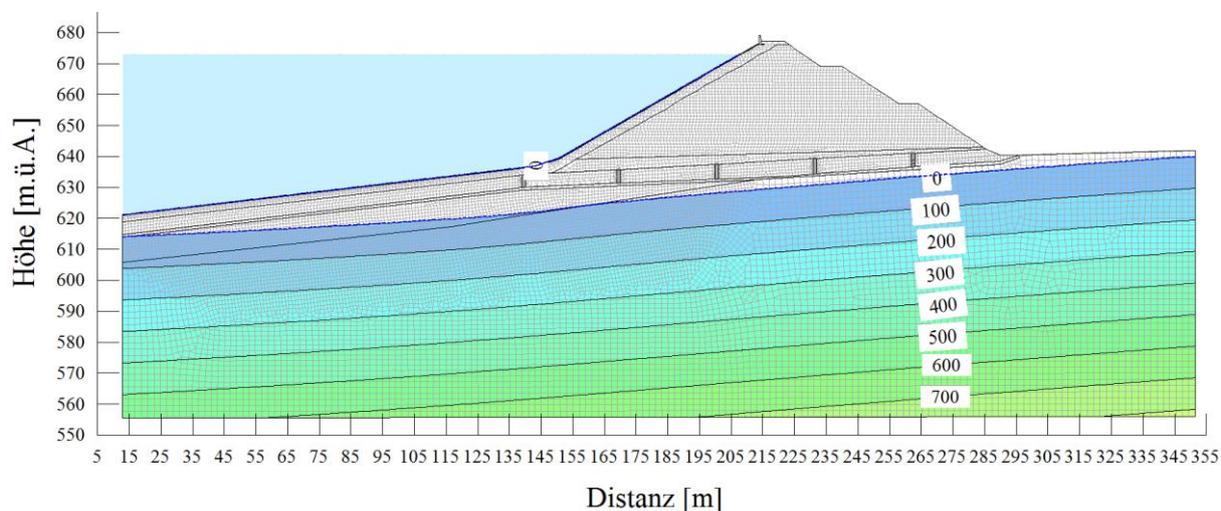


Abbildung 37: Abschlussdamm – Porenwasserdruck (Stauziel 674,6m.ü.A.)

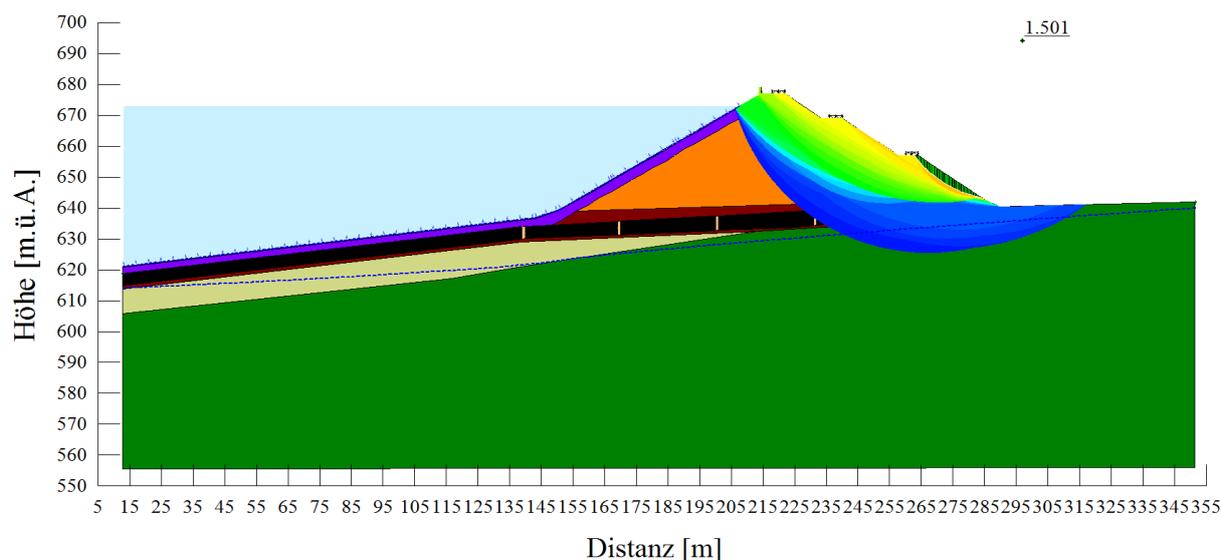


Abbildung 38: Schnitt A-A/1; LK1-LFK I, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,50-3,50 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,50 (r = 34,06 m)

Betriebszustand – leerer Speicher (Absenkziel)

Es wird die Standsicherheit des fertigen Dammes bei leerem Becken (Absenkziel) nachgewiesen. Des Weiteren wird eine 4.0 m breite Verkehrslast auf der Dammkrone von 10 kN/m² angenommen. Es wirken das Eigengewicht und die Verkehrslast (Fahrzeug).

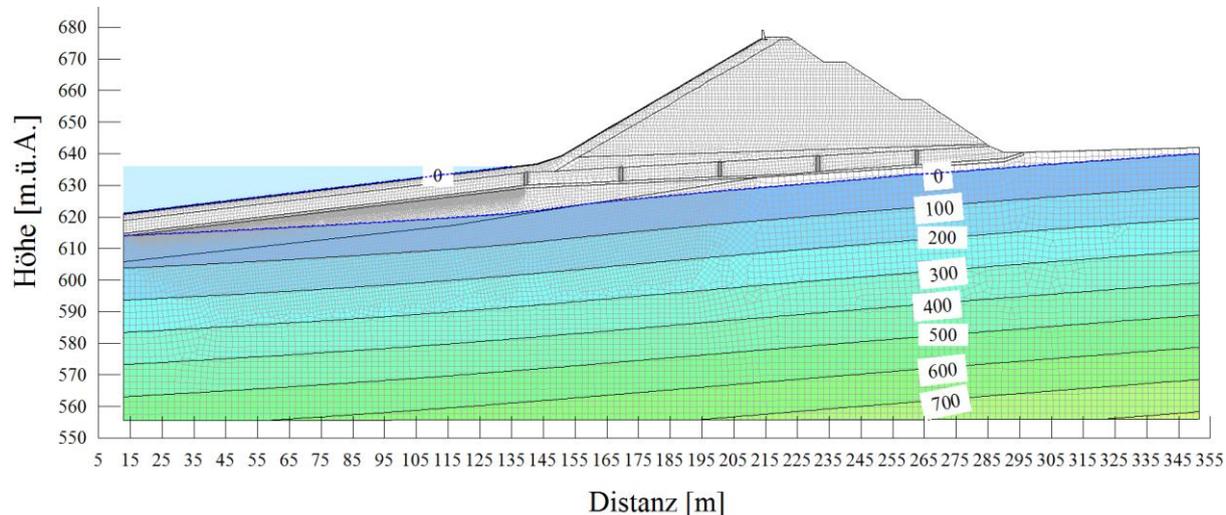


Abbildung 39: Schnitt A-A/1 – Porenwasserdruck (Absenkziel)

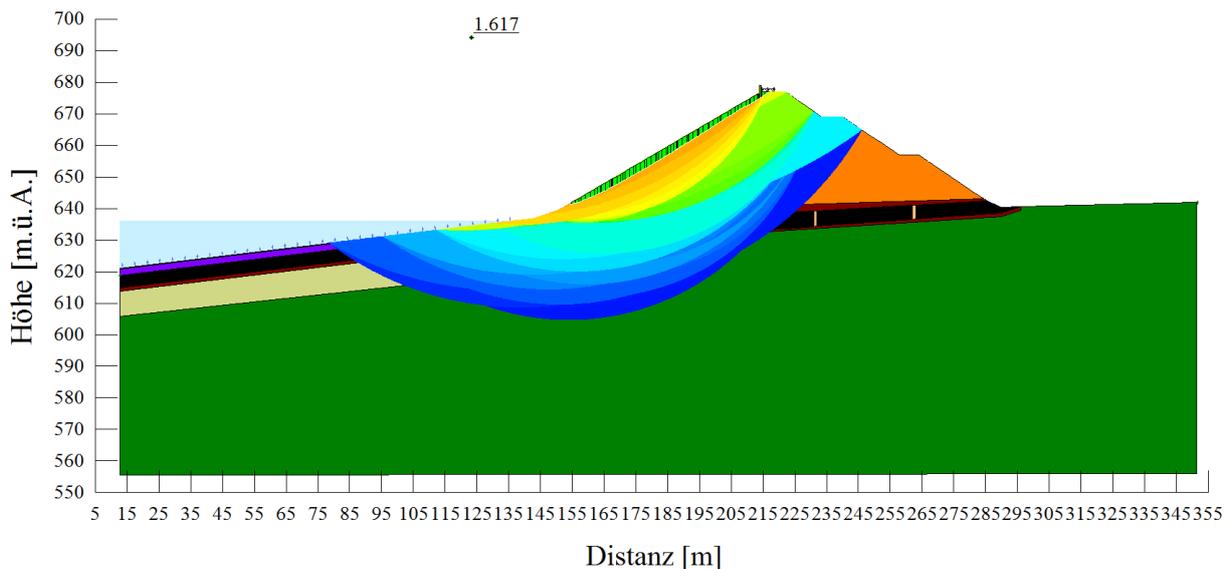


Abbildung 40: Schnitt A-A/1; LK2-LFK I, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,62-3,62 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,62 (r = 229,51 m)

**4.4.2.4.2 Lastfallklasse II
Bauzustand**

Es wird die Standsicherheit des Dammes (bis zur Hälfte der Dammhöhe und bis zum Endzustand) bei leerem Becken und einer Verkehrslast auf der Dammkrone von $p_V = 33 \text{ kN/m}^2$ (schweres Raupenfahrzeug) untersucht. Die Flächenlast hat eine Breite von 4,0 m. Es wirken das Eigengewicht des Bodens und die Verkehrslast.

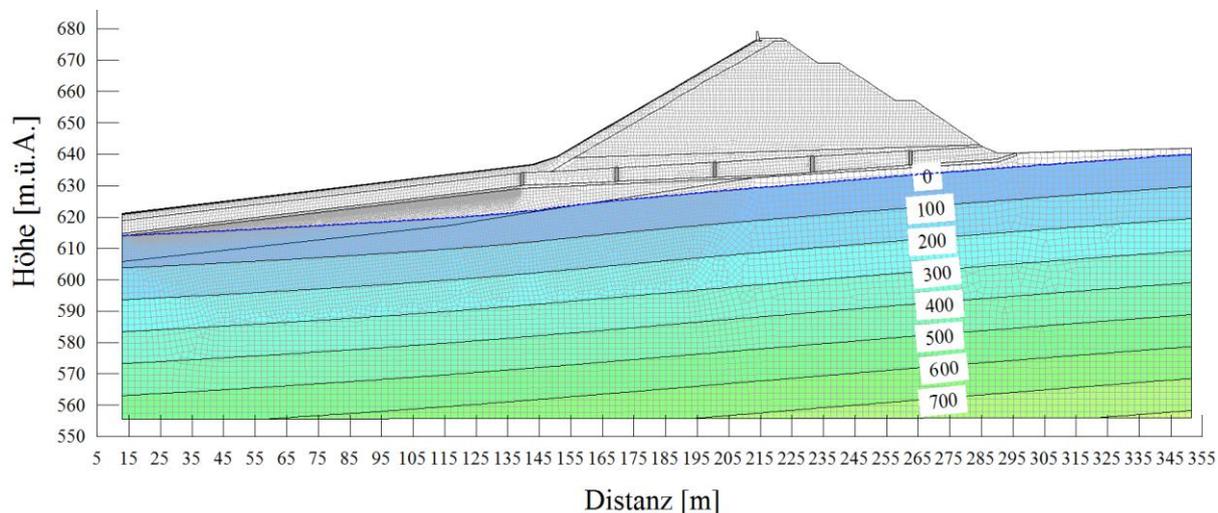


Abbildung 41: Schnitt A-A/1 – Porenwasserdruck (Bauzustand) [kPa] – Speicher leer

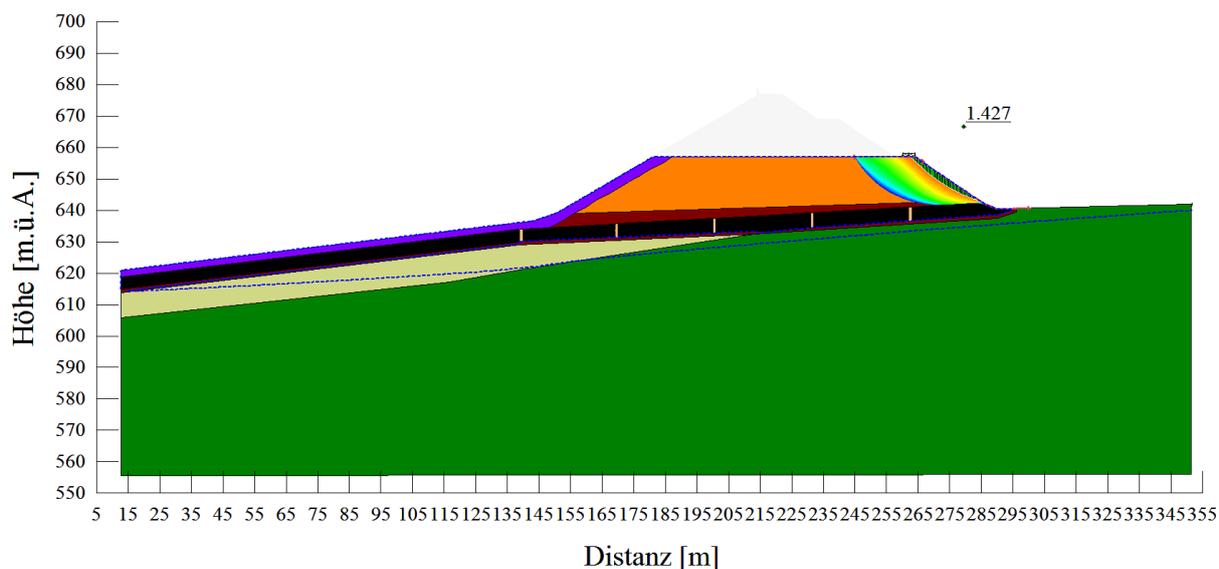


Abbildung 42: Schnitt A-A/1; LK3-LFK II, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheitsfaktoren; F.o.S. 1,43-3,43 (orange → blau)

Spannungs- und Verformungsberechnungen des AFRD

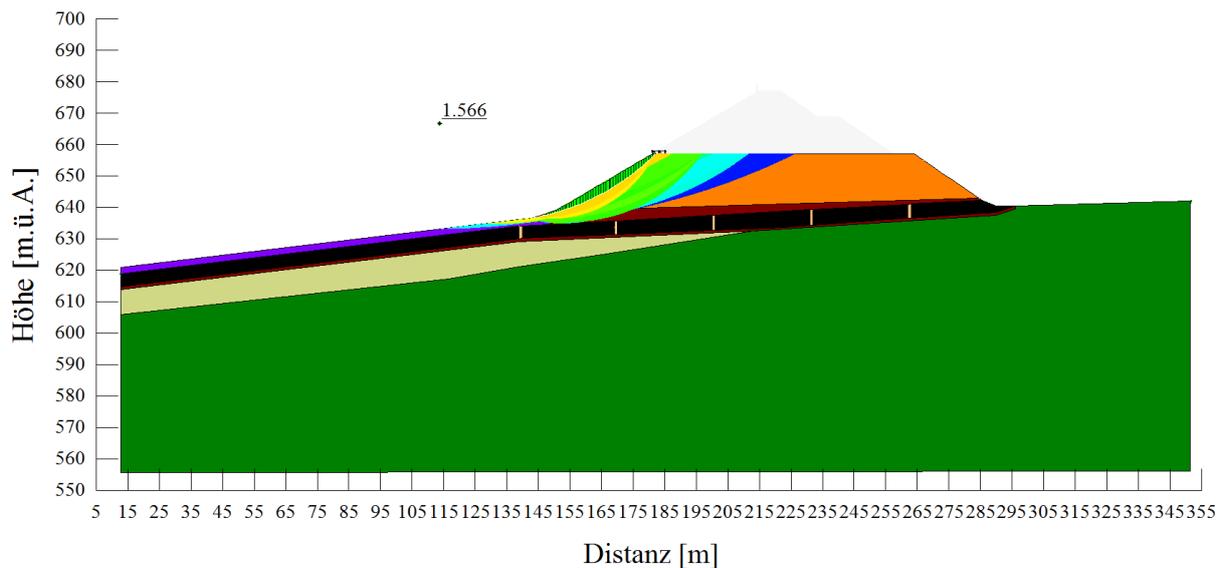


Abbildung 43: Schnitt A-A/1; LK4-LFK II, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,57-3,57 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,57 ($r = 73,85 \text{ m}$)

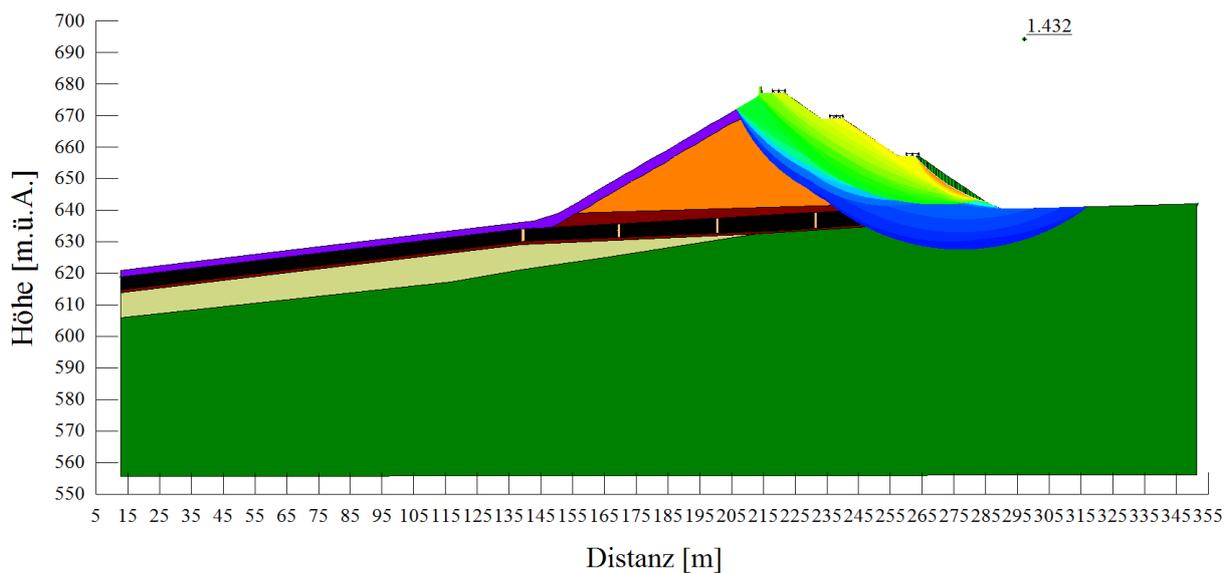


Abbildung 44: Schnitt A-A/1; LK3-LFK II, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,43-3,43 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,43 ($r = 47,00 \text{ m}$)

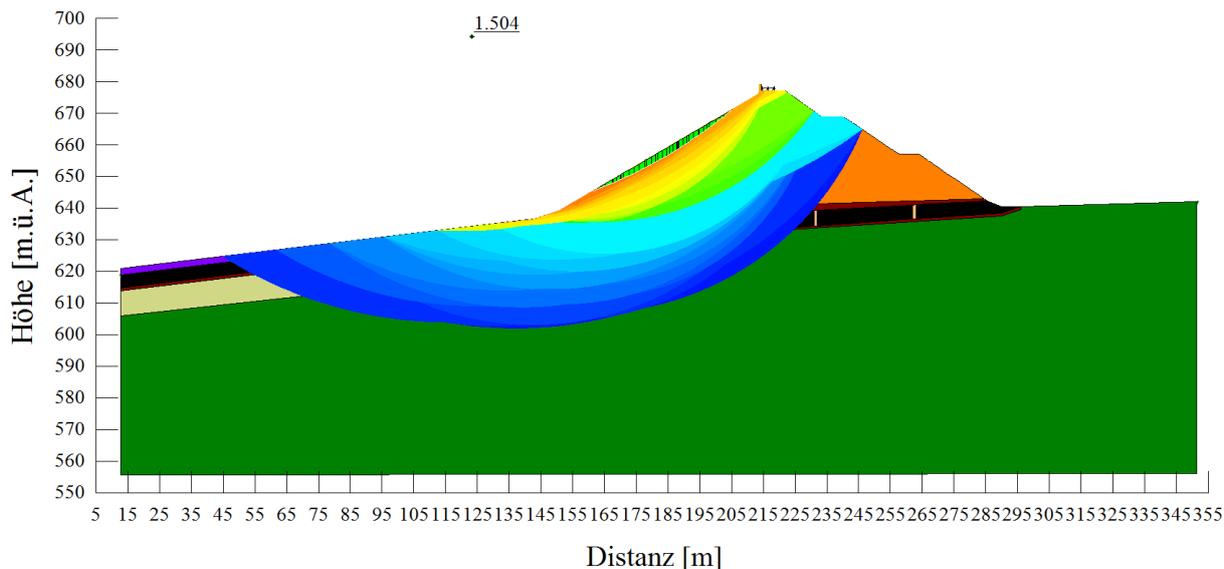


Abbildung 45: Schnitt A-A/1; LK4-LFK II, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,50-3,50 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,50 ($r = 147,91$ m)

OBE (Operational Basis Earthquake)

a) Voller Speicher (Stauziel=674,6 m.ü.Ä.)

Beim Nachweis zur Standsicherheit des Betriebserdbebens wird der maximale Wasserstand (Stauziel) angesetzt. Die Verkehrslast auf der Dammkrone und auf den luftseitigen Bermen von 10 kN bleibt aktiv. Es wirken das Eigengewicht, die Verkehrslast und die Erdbebenkräfte des OBE Ereignisses. Der der Standsicherheit zugrunde liegende Porenwasserdruck ist dargestellt in Abbildung 37.

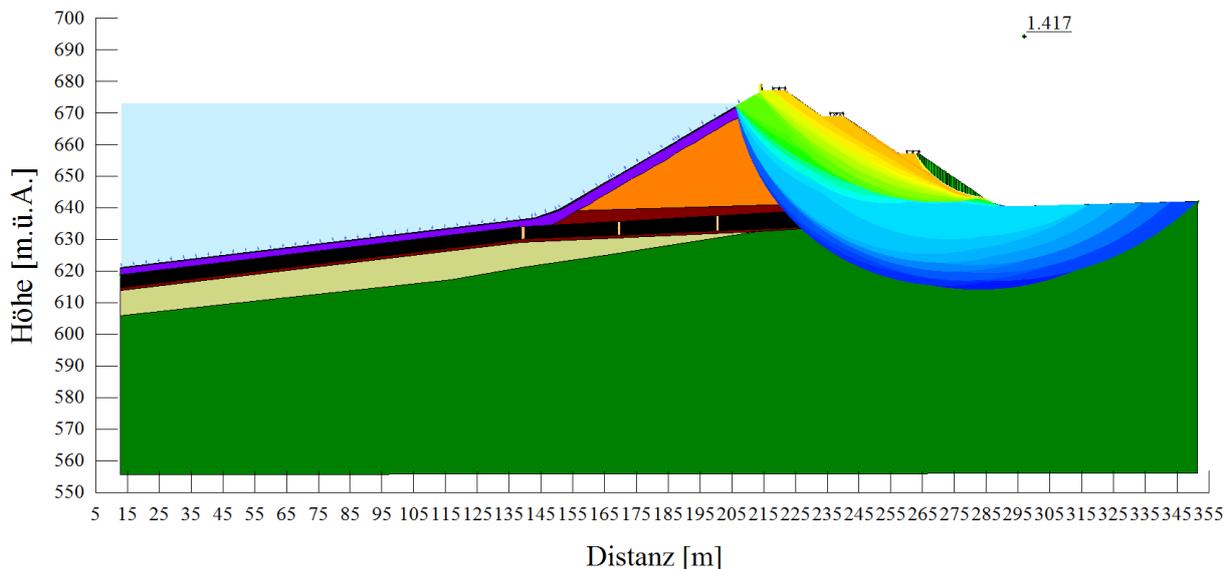


Abbildung 46: Schnitt A-A/1; LK5-LFK II, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,42-3,42 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,42 ($r = 27,09$ m)

b) Leerer Speicher (Absenkziel)

Es wird der minimale Wasserstand (Absenkziel) angesetzt. Die Betriebslast auf der Dammkrone von 10 kN/m^2 wird weiterhin angesetzt. Es wirken das Eigengewicht, die Verkehrslast und die Erdbebenkräfte des OBE Ereignisses. Porenwasserdrücke und Wasserdrücke siehe Abbildung 39.

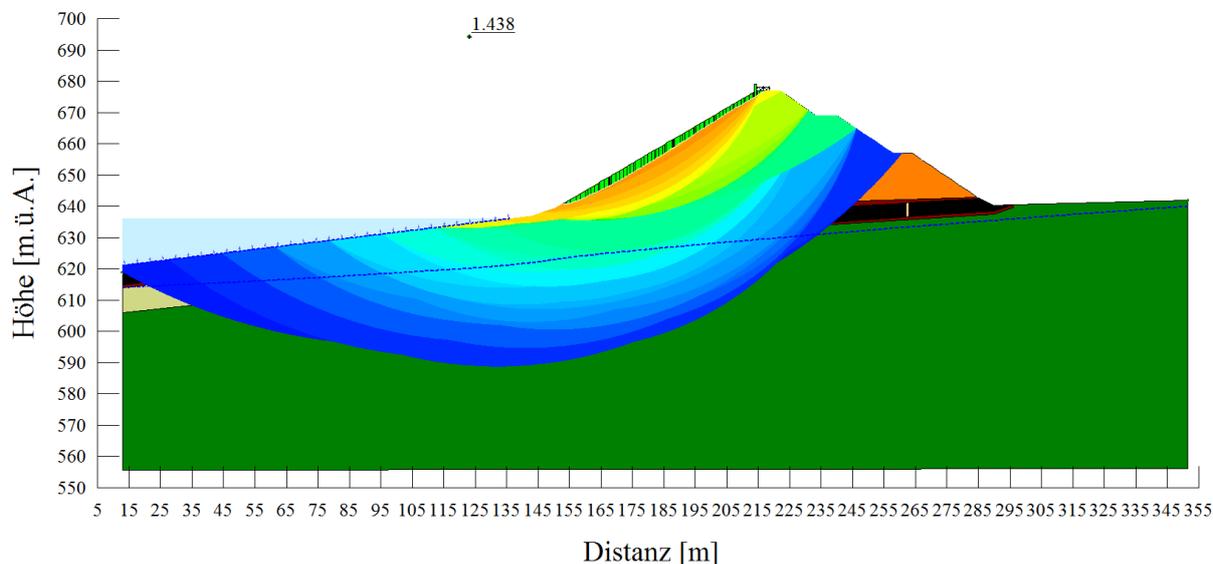


Abbildung 47: Schnitt A-A/1; LK6-LFK II, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,44-3,44 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,44 ($r = 229,51 \text{ m}$)

c) Schnelle Absenkung

Der Betrieb bzw. der theoretische Ausbau zu einem Pumpspeicher bedingt ein tägliches Absenken und Anheben des Wasserspiegels im Becken. Für den Fall einer schnellen Absenkung können, bei schadhaftem Dichtungsaufbau, Strömungen aus dem Reservoir in den Dammkörper auftreten. Für diesen Bemessungsfall wurde eine 4.0 m breite Verkehrslast auf der Dammkrone von 10 kN/m^2 für die wasserseitige Böschungstabilität (LK7) angenommen. Für die luftseitige Böschungstabilität (LK8) wird zusätzlich zu der Last auf der Dammkrone von 10 kN/m^2 , diese auch an den luftseitigen Bermen angesetzt. Es wirken die Strömungskraft, das Eigengewicht und die Verkehrslast.

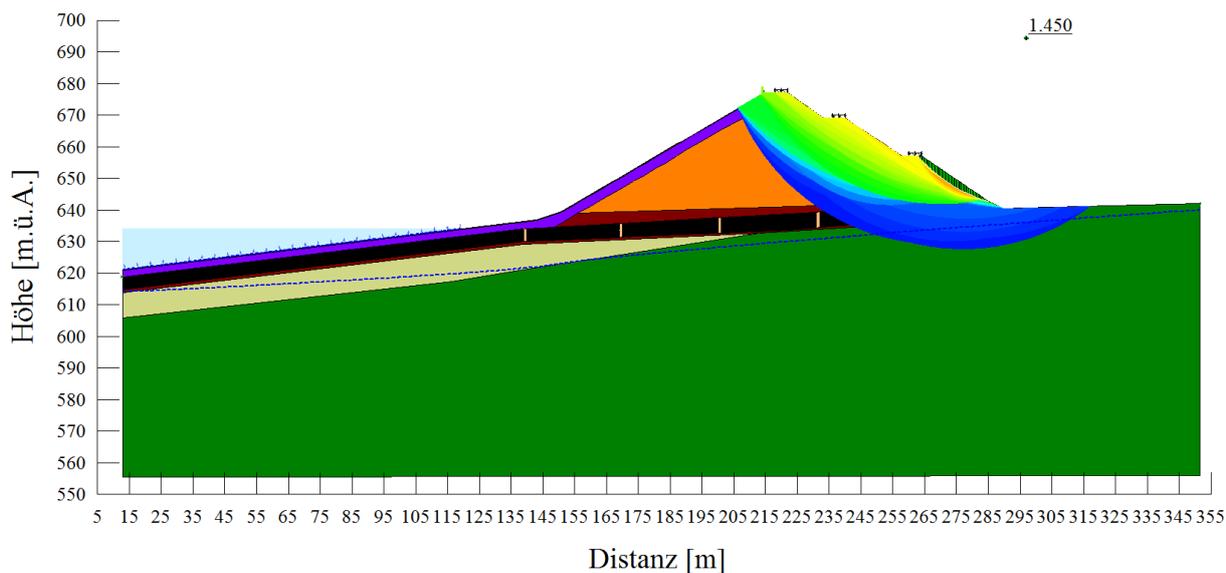


Abbildung 48: Schnitt A-A/1; LK7-LFK II, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,45-3,45 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,45 ($r = 47,00$ m)

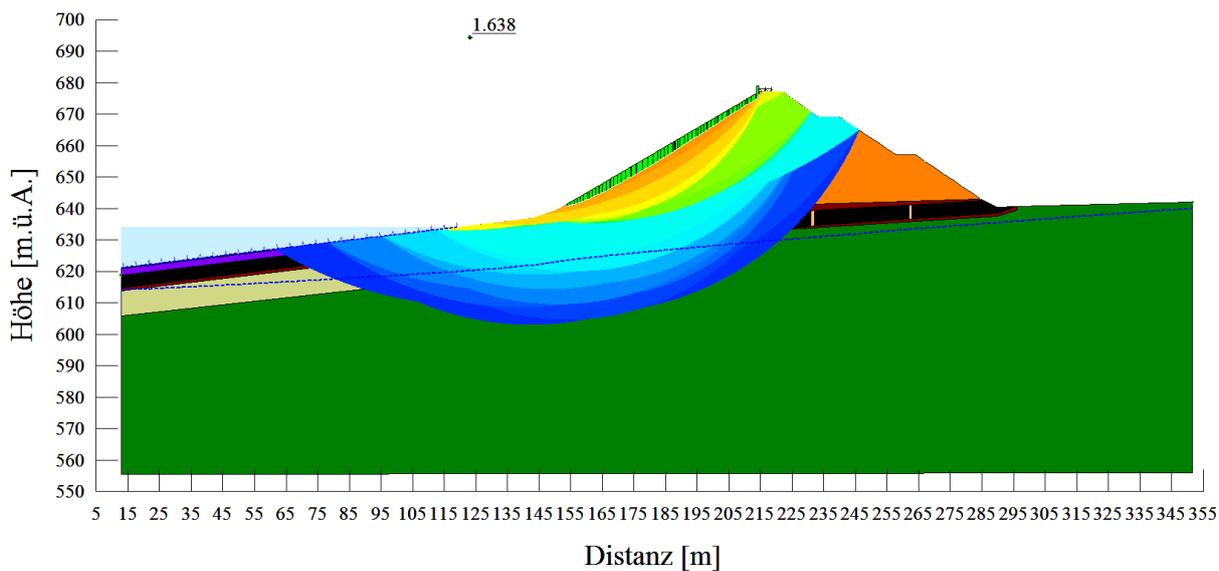
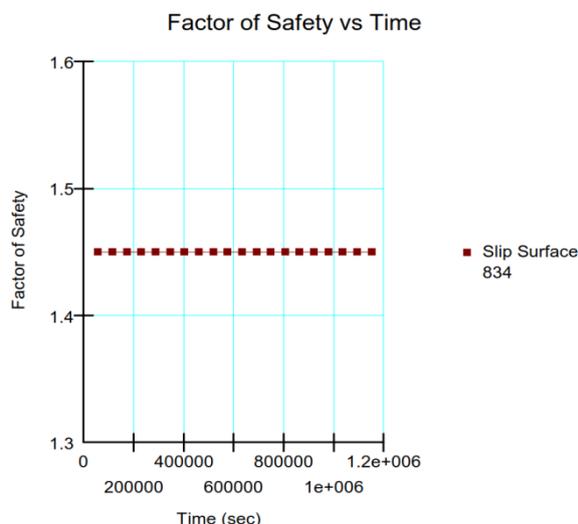


Abbildung 49: Schnitt A-A/1; LK8-LFK II, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,64-3,64 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,64 ($r = 229,51$ m)

a.)



b.)

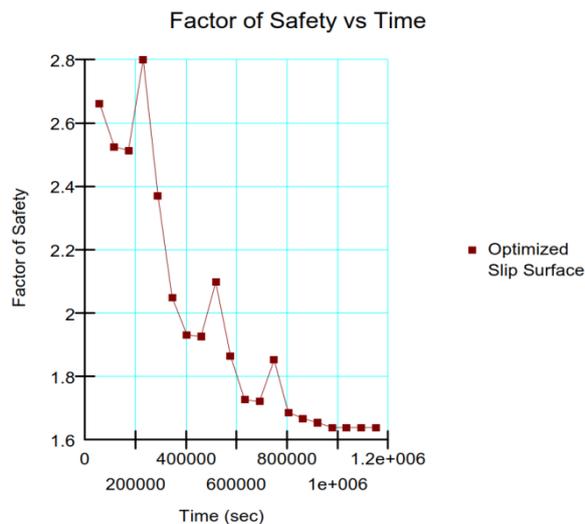


Abbildung 50: Sicherheitsfaktor versus Zeit; a.) LK 7; b.) LK 8

4.4.2.4.3 Lastfallklasse III

MCE (Maximum Credible Earthquake)/SSE

Diese Berechnung betrachtet die Standsicherheit beim maximal denkbaren Erdbeben. Dieser Fall wird mit dem Betriebszustand überlagert. Somit wirken das Eigengewicht, die vertikale Verkehrslast auf der Dammkrone und auf den luftseitigen Bermen und die Erdbebenkräfte des MCE Ereignisses.

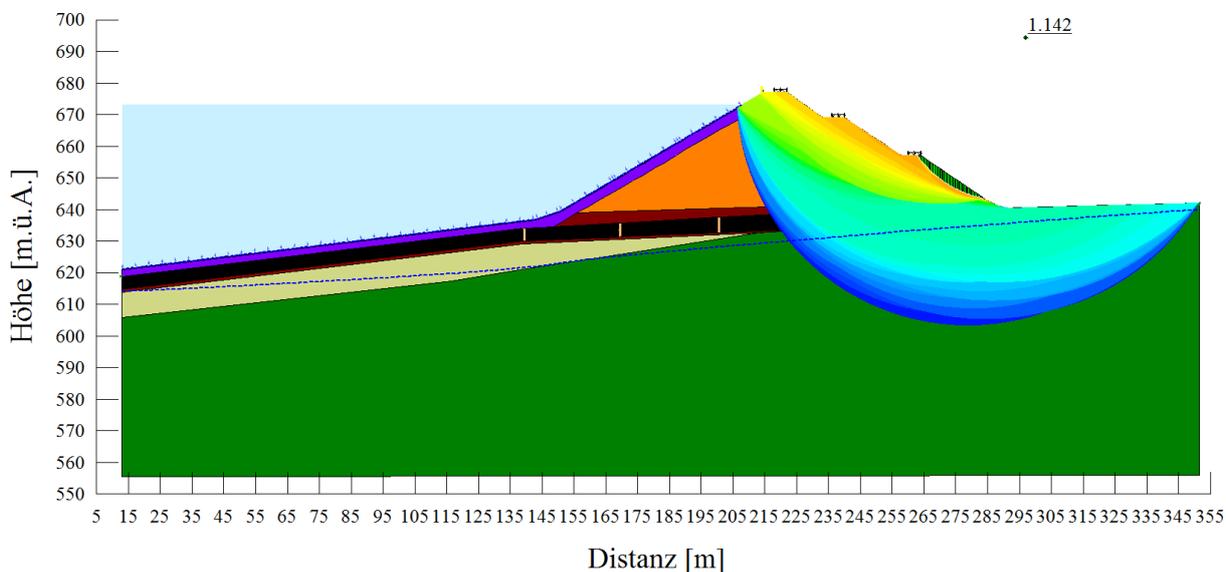


Abbildung 51: Schnitt A-A/1; LK9-LFK III, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,14-3,14 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,14 ($r = 34,06$ m)

Defekte Asphaltabdichtung

Es wirkt das Eigengewicht und die vertikale Verkehrslast auf der Dammkrone und auf den luftseitigen Bermen unter der Annahme, dass zwei Leckstellen ($h_1 = 649$ m.ü.A.; $h_2 = 661$ m.ü.A.) die eine Rissweite von 20 cm aufweisen in der Asphaltabdichtung auftreten.

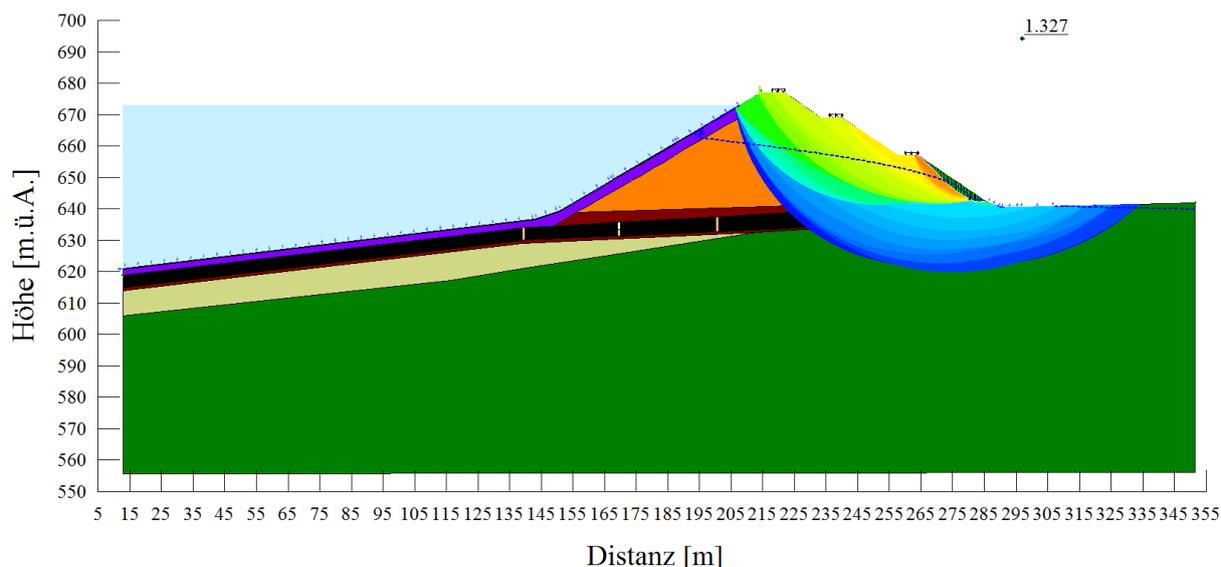


Abbildung 52: Schnitt A-A/1; LK10-LFK III, Variation von möglichen Gleitkreisen (oberflächennahe und tiefe) und Sicherheiten; F.o.S. 1,33-3,33 (orange → blau); kritischer Gleitkreis 1,33 (r = 47,00 m)

4.4.2.4.4 Zusammenfassung für die Berechnung des Böschungsbruches

Der Nachweis der Standsicherheit der Abschlussdammböschungen (A-A/1 und A-A/2) ist für alle oben angeführten Bemessungsfälle mit den angegebenen Bodenkennwerten erfüllt (siehe Tabelle 8 und Tabelle 9). Die Berechnungsergebnisse der beiden Schnitte (A-A/1 und A-A/2) zeigen, dass der Kollektor keinen großen Einfluss auf die Böschungstabilität hat.

4.4.2.5 Verformungsverhalten und Setzungsberechnung

Sämtliche Setzungs- und Verformungsberechnungen wurden mit dem Softwarepaket Sigma/W, welches Teil der Software GeoStudio 2007 ist, ausgeführt. Aufgrund der Anwendung des Mohr-Coulomb'schen Stoffgesetzes wurde der spannungsabhängige Steifemodul eingesetzt um sich der, mit der Überlagerungshöhe zunehmenden, Steifigkeit anzunähern (siehe Abschnitt 4.4.1.3.1). Als vereinfachte Abschätzung der spannungsabhängigen Steifigkeit wurde das Ohde¹¹ oder Janbu¹² Potenzgesetz angewandt:

$$E = E_{ref} * \left(\frac{p + c * \cot\varphi}{p_{ref} + c * \cot\varphi} \right)^m$$

Formel 9: Spannungsabhängiger Steifemodul aus [31]

E - spannungsabhängiger Steifemodul; E_{ref} - Steifemodul beim Referenzdruck,

p - Ist Spannungszustand im Material; p_{ref} – Referenzdruck,

c - Kohäsion¹³; φ – Reibungswinkel,

m - Exponent des Potenzgesetzes¹⁴.

Die Berechnungsergebnisse zeigen wie erwartet, dass im Schnitt A-A/2 stärkere Setzungen als im Schnitt A-A/1 (mit Kollektor) zu erwarten sind. Abbildung 53 zeigt die

¹¹ J.Ohde, Grundbaumechanik, 1951

¹² N.Janbu, Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, 1963

¹³ Aus Sicherheitsgründen wurde die Kohäsion bei den Materialien, bei welchen es zu einer zunehmenden Steifigkeit mit der zunehmender Tiefe kommt, nicht berücksichtigt (als Null angenommen)

¹⁴ Abhängig vom Material

Spannungs- und Verformungsberechnungen des AFRD

Verschiebungen der Elementknotenpunkte entlang der Asphalt dichtebene. Das darin verwendete Koordinatensystem ist in Abbildung 53 oben rechts dargestellt. Maßgebend sind die Setzungen, welche während des ersten Einstaus zu erwarten sind. Zur Bestimmung wurden die Setzungen nach Fertigstellung der Schüttung von jenen nach dem Einstau subtrahiert. Die grün strichlierte Linie im Diagramm zeigt den maßgebenden Setzungsverlauf in Meter. Die Maximalsetzungen während des Einstaus wurden im Bereich $X = 130 - 213$ m mit ≤ 80 mm errechnet.

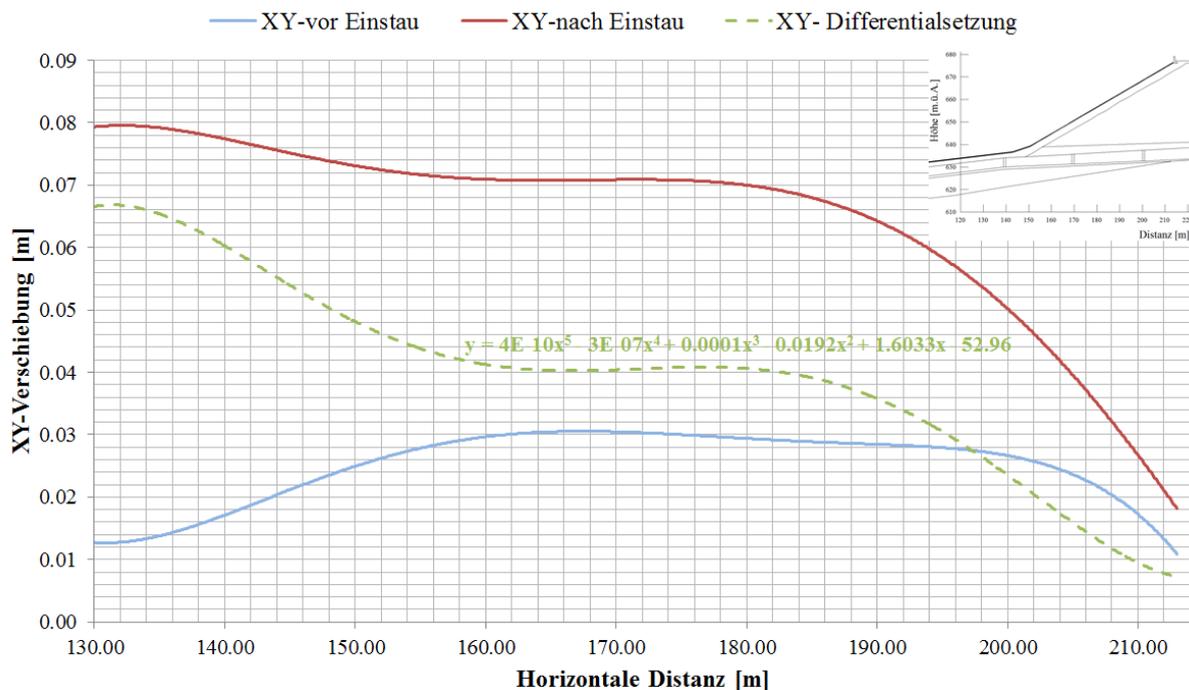


Abbildung 53: Differentialsetzung in Dichtungsebene zwischen Baufertigstellung und Einstau (maximaler Fall – Schnitt A-A/2)

4.4.2.5.1 Abbildungen der Spannungen und Verformungen– Schnitt A-A/1

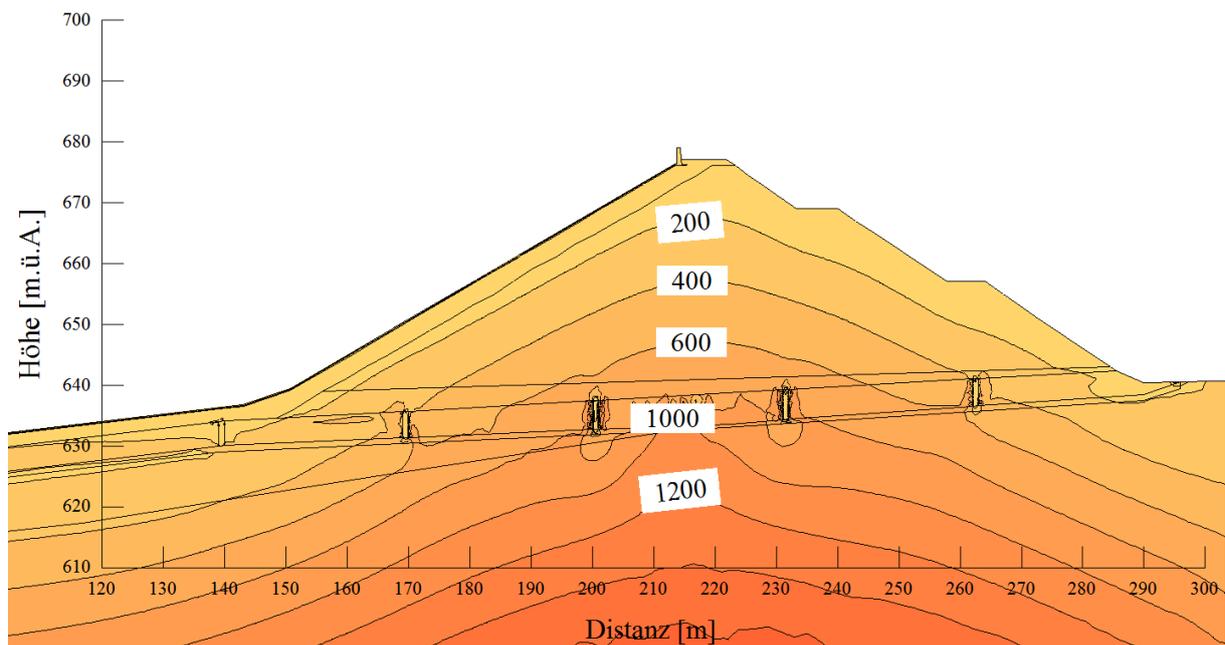


Abbildung 54: Schnitt A-A/1 Maximalspannungen (σ_{\max}) [kPa]

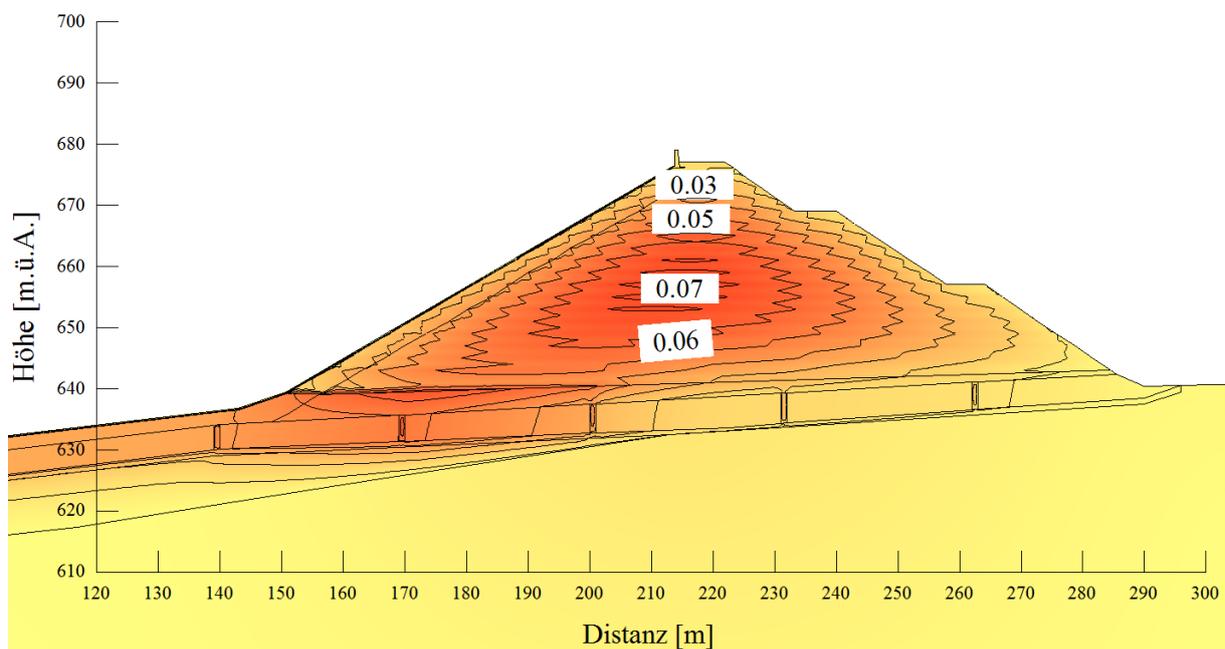
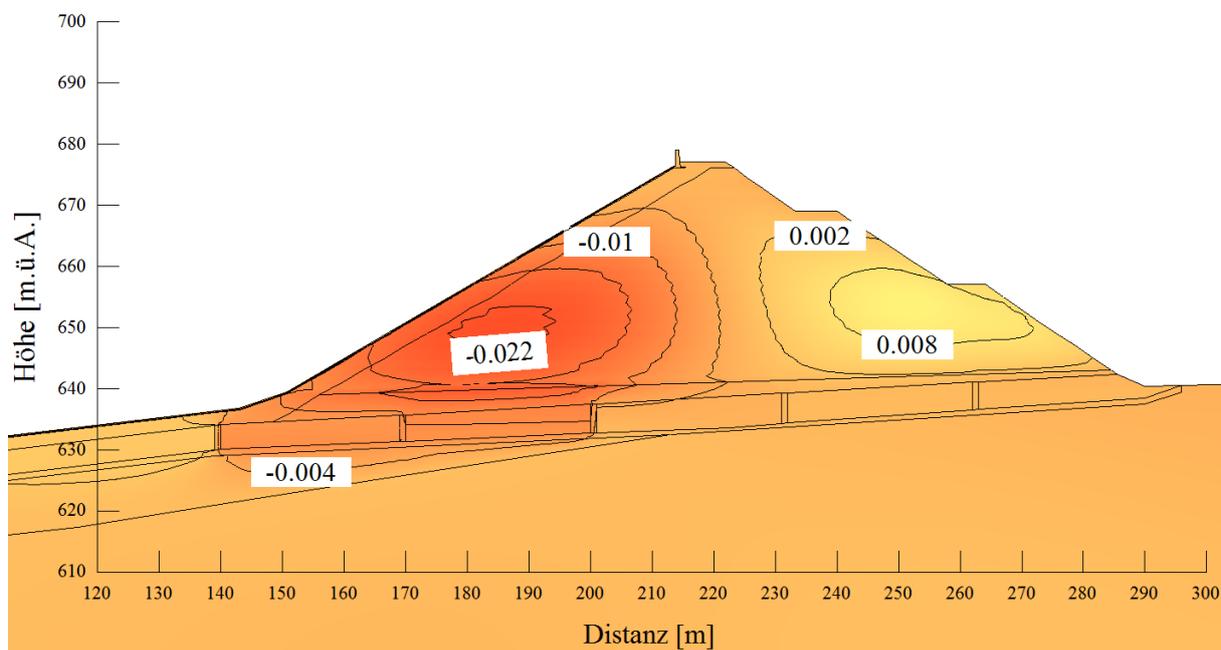
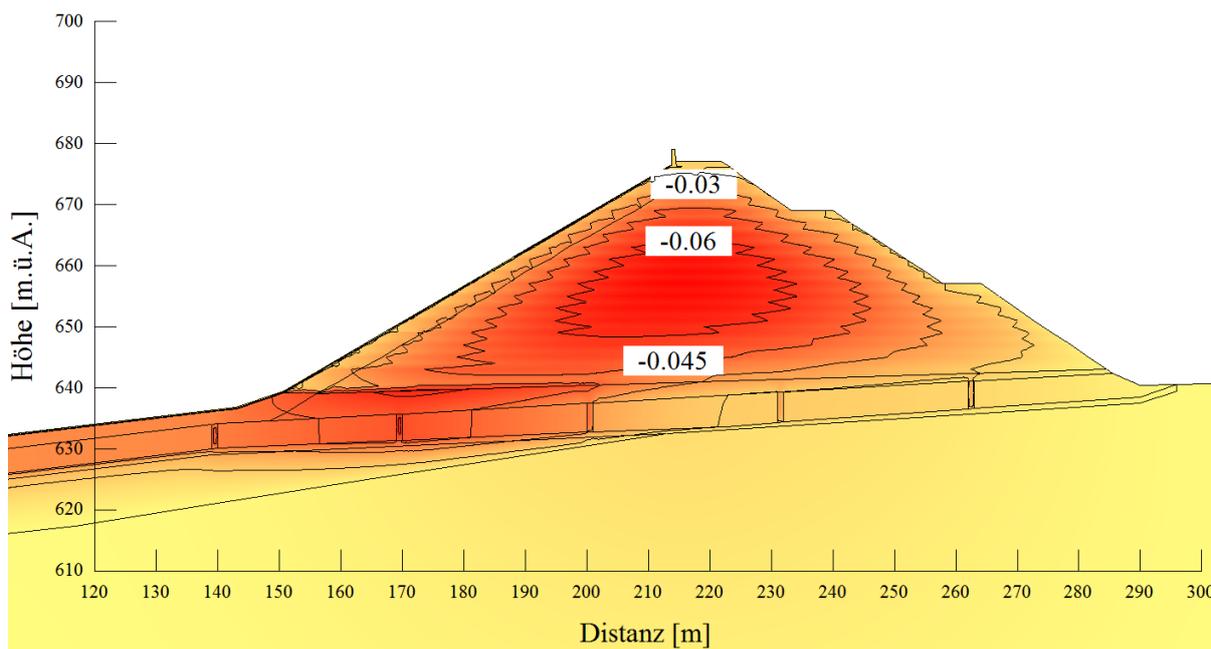


Abbildung 55: Schnitt A-A/1 – Verschiebungen X/Y [m]

Spannungs- und Verformungsberechnungen des AFRD



4.4.2.5.2 Abbildungen zu den Spannungen und Verformungen - Schnitt A-A/2

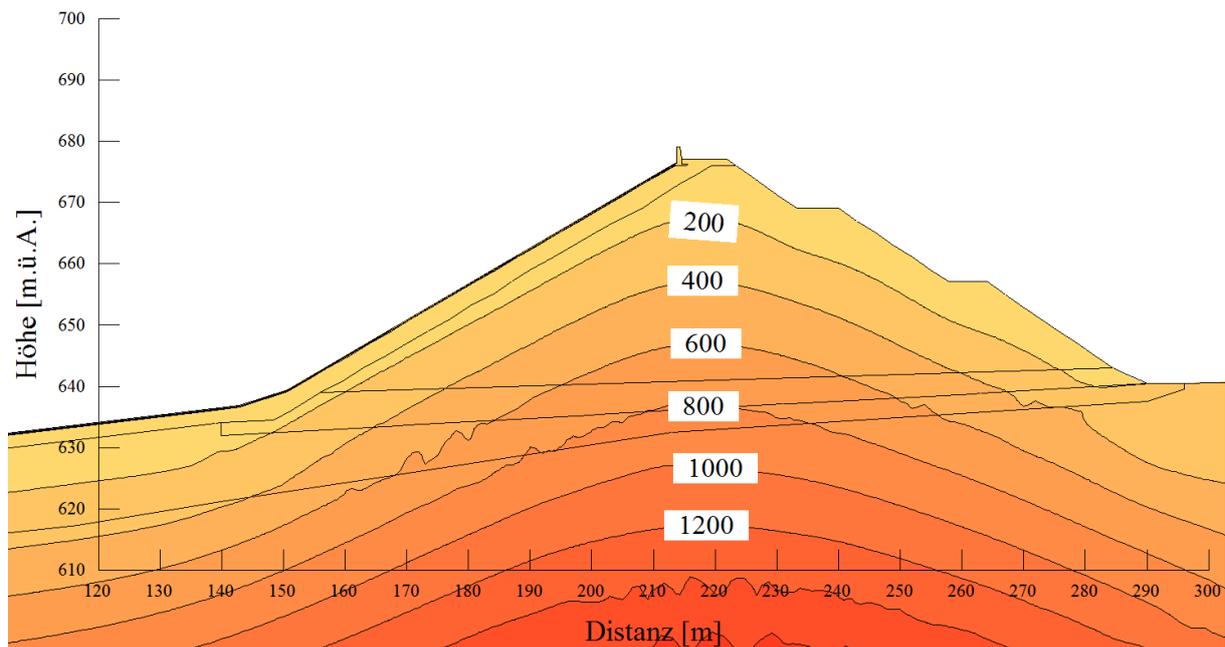


Abbildung 58: Schnitt A-A/2 Maximalspannungen (σ_{max}) [kPa]

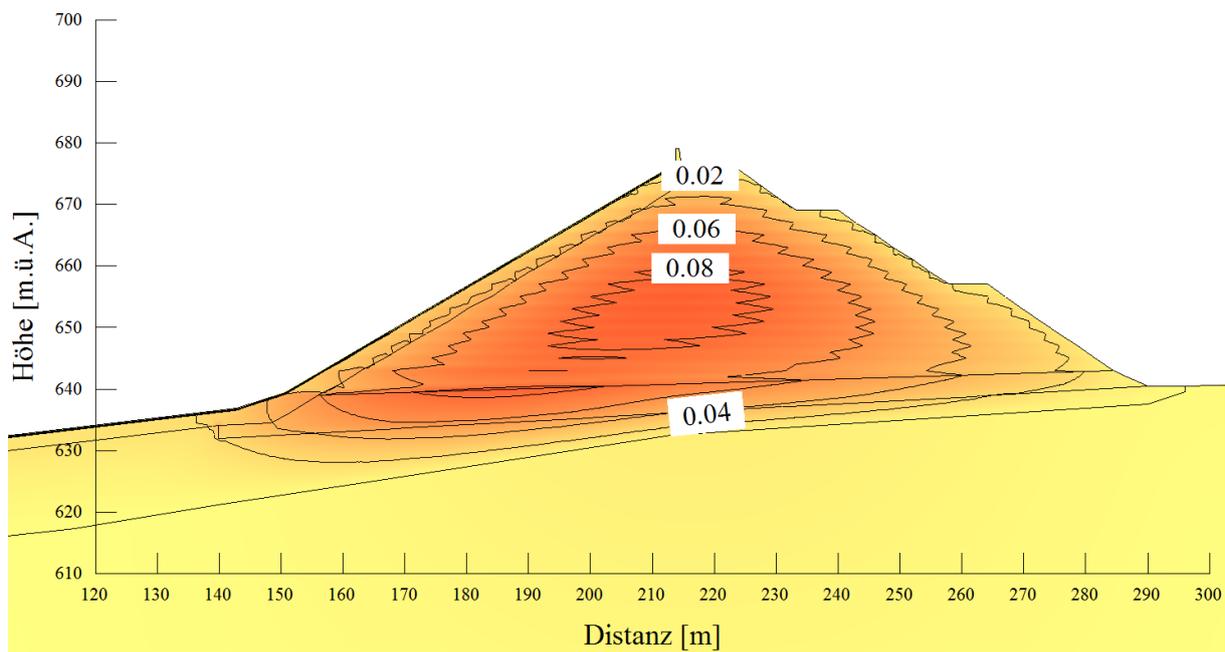


Abbildung 59: Schnitt A-A/2 – Verschiebungen X/Y [m]

Spannungs- und Verformungsberechnungen des AFRD

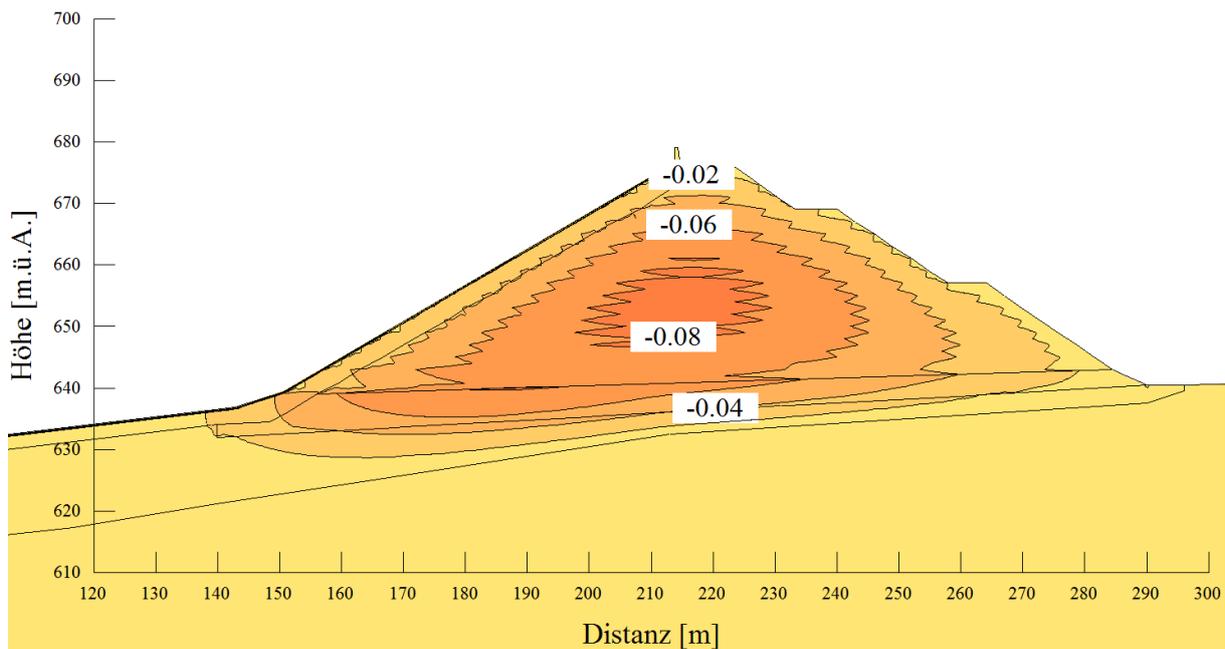


Abbildung 60: Schnitt A-A/2 – Verschiebungen Y [m]

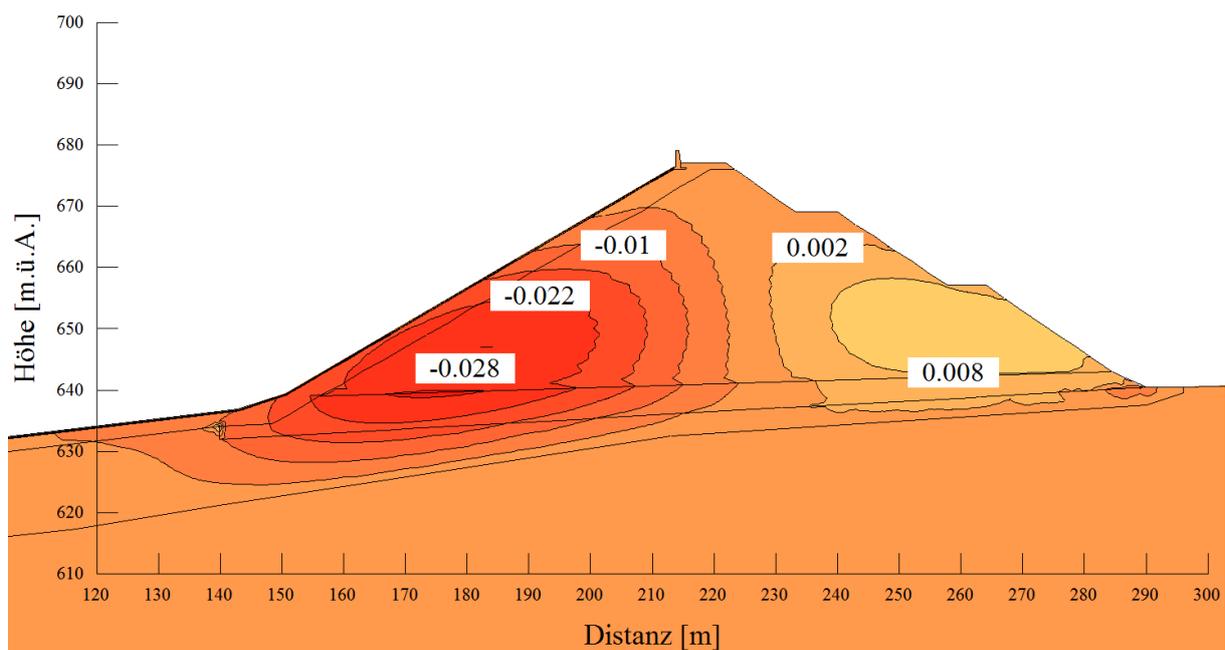


Abbildung 61: Schnitt A-A/2 – Verschiebungen X [m]

4.4.2.5.3 Abbildungen zum Setzungsverhalten beim eingestauten Damm

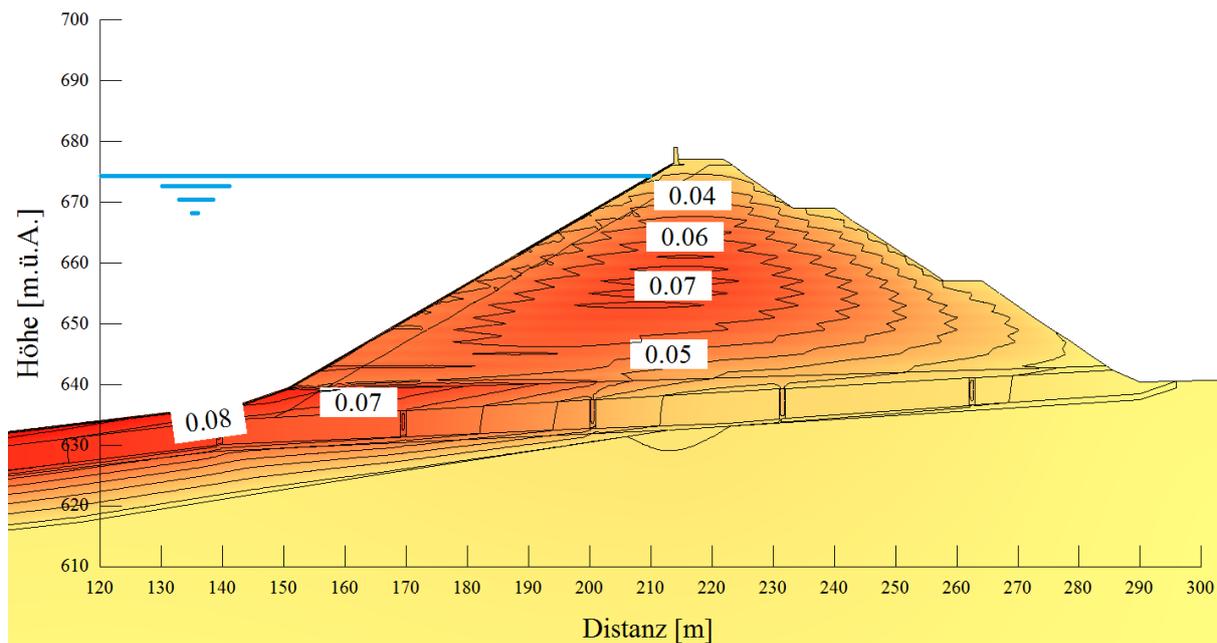


Abbildung 62: Schnitt A-A/1, Setzungsberechnung beim eingestauten Damm

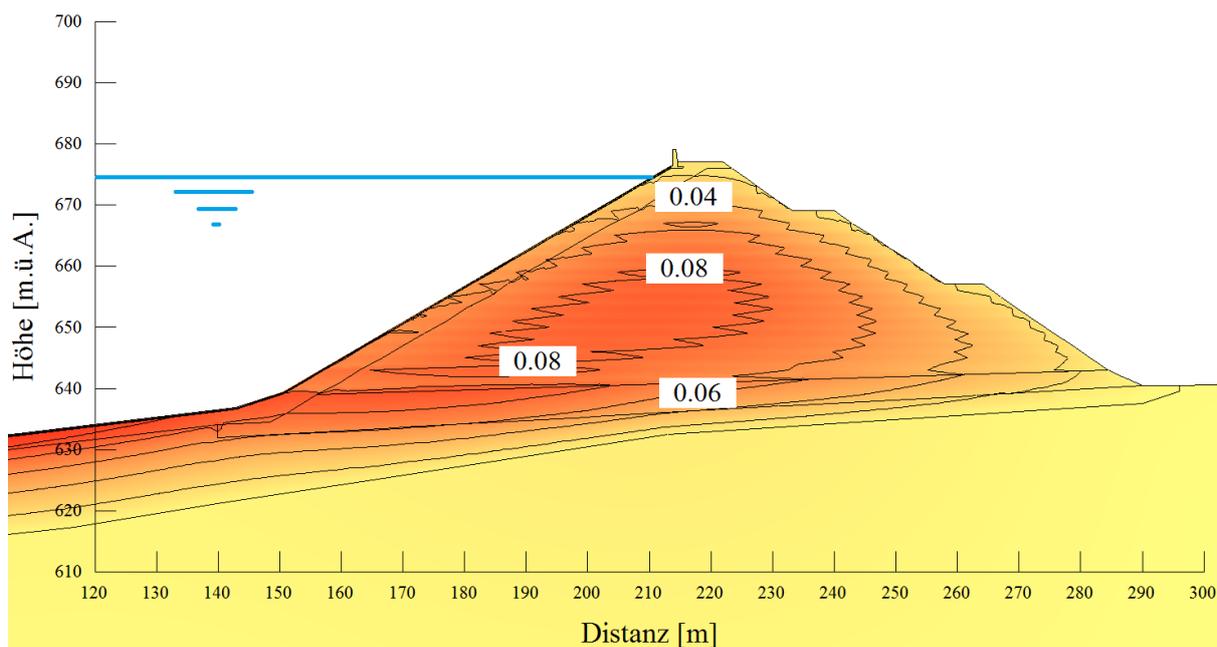


Abbildung 63: Schnitt A-A/2, Setzungsberechnung beim eingestauten Damm

4.5 Statische Berechnung des Kollektors

Diese Arbeit umfasst weiters die statischen Berechnungen der Bodenplatte, Wände und Decke des Kollektors unter dem Damm.

Der Kollektor wird mittels räumlich orientierten 2D Finiten Elementen mit der Software InfoCad der Fa. InfoGraph modelliert. Die Bodensteifigkeit wurde mittels Bettungsmodul modelliert.

4.5.1 Materialparameter

- Beton: C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$$

- Bewehrungsstahl: B550

$$f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$$

4.5.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Die Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte sowie Lastfallkombinationen werden gemäß Eurocode EN 1990: 2013 und B 1990-1:2013 gewählt, sowie gemäß EN 1997-1 und B 1997-1-1.

4.5.3 FE Modell

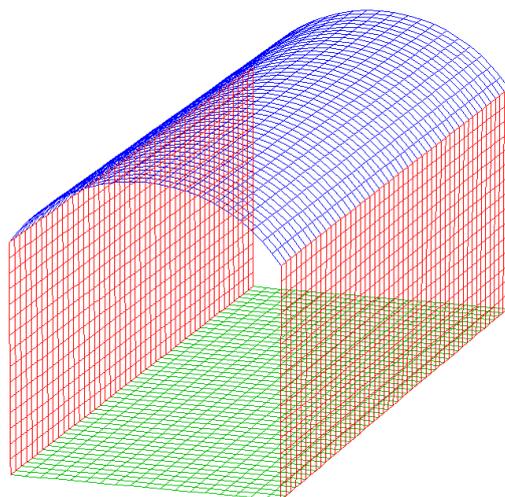


Abbildung 64: FE Netz des Modells des Kollektors

4.5.4 Lasten

4.5.4.1 Ständige Lasten

- Eigengewicht Betonkonstruktion - wird entsprechend der Geometrie mit $\gamma_k = 25 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt,
- Erddruck - wird gemäß der Berechnung aus dem GeoStudio angenommen.

4.5.4.2 Außergewöhnliche Lasten

- Erdbeben - wird nicht berücksichtigt.

4.5.5 Lastfalleingabe

4.5.5.1 Lastfall 1 – Eigengewicht

Das Eigengewicht wird mit $\gamma_{g,k} = 25 \text{ kN/m}^3$ in Rechnung gestellt.

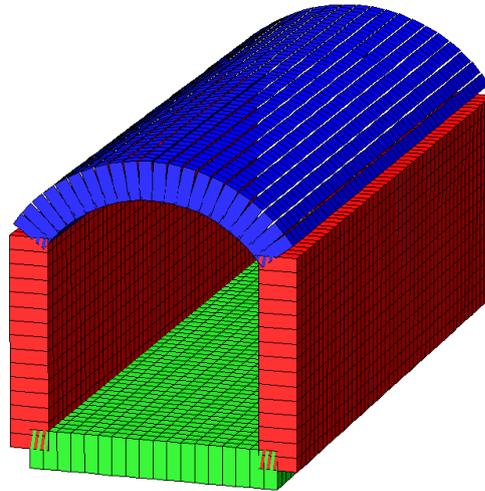


Abbildung 65: Lastfall 1 – Eigengewicht

4.5.5.2 Lastfall 2 – Erddruck Damm

Laut den Ergebnissen aus GeoStudio wird der Erddruck mit 825 kN/m^2 eingesetzt.

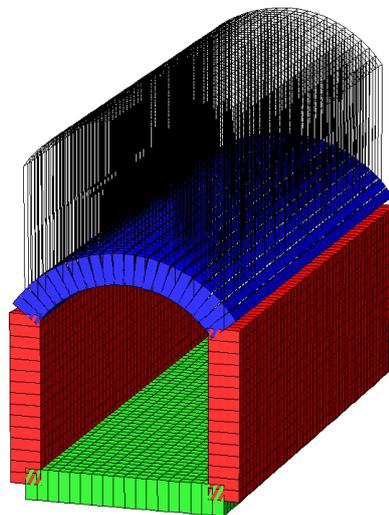


Abbildung 66: Lastfall 2 - Erddruck Damm

4.5.5.3 Lastfall 3 – Wasserlast Vertikal

Die vertikale Wasserlast von 407 kPa wurde angenommen, gemäß den Ergebnissen aus GeoStudio.

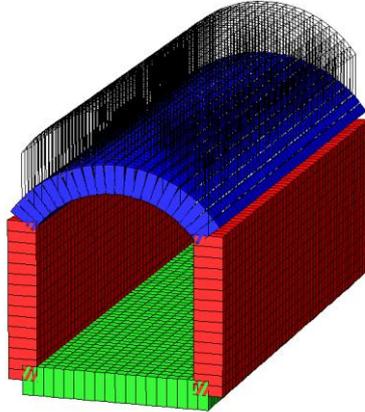


Abbildung 67: Lastfall 3 - Wasserlast Vertikal

4.5.5.4 Lastfall 4 – Wasserlast horizontal

Wie bereits oben aufgeführt, wird die horizontale Wasserlast nur für die Situation der undichten Fuge eingesetzt. Als Vereinfachung wurde sie als konstant und mit dem Wert von 407 kPa angenommen.

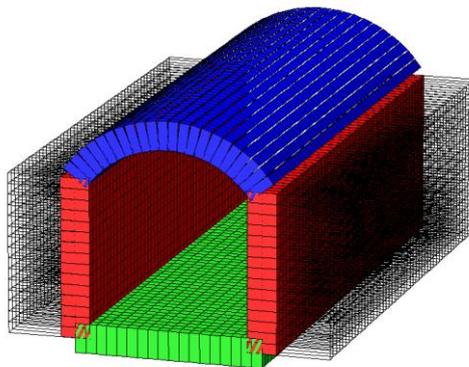


Abbildung 68: Lastfall 4- Wasserlast horizontal

4.5.5.5 Lastfall 5 – Auftrieb

Die Auftriebwirkung wird mit 407 kPa in Rechnung gestellt.

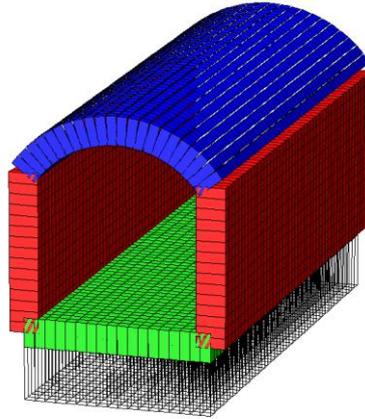


Abbildung 69: Lastfall 5 – Auftrieb

4.5.6 Ergebnisse

4.5.6.1 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit- Biegung

Ausreichende Sicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird erreicht.

Die Betonkubatur wurde so gewählt, dass ein Bewehren mit Stabstahl und in gewöhnlichem Abstand problemlos möglich ist.

4.5.6.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

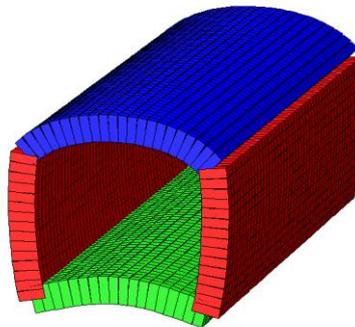


Abbildung 70: Verformungsfigur für die seltene (charakteristische) Situation

Die Grenzwerte der Verformungen sind gemäß Eurocode eingehalten. Die Gebrauchstauglichkeit ist damit gegeben.

4.6 Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

In der vorliegenden Arbeit wurden alle erforderlichen Nachweise zur inneren und äußeren Standsicherheit des Dammkörpers erbracht.

Die Ergebnisse der Bemessung für die Standsicherheit des Dammes sind in den folgenden Tabellen zusammengefasst:

Tabelle 8: Abschlussdamm Schnitt A-A/1 - Berechnungsergebnisse Standsicherheitsnachweise inkl. Anforderungen

Lastfall Kombinationen	Eigengewicht	Verkehr		Wasserspiegel			Erdbeben			Gleitkreis		Lastfallklasse	Erforderliche Sicherheit	Vorhandene Sicherheit	Massgebender Belastungsfall
		Raupe	Fahrzeug	leerer Speicher	Stauziel 674,6 m.ü.A	Schnelle Absenkung	kein Erdbeben	OBE	MCE	wasserseitig	luftseitig				
LK 1	X		X		X		X			X	LFK I, planmäßige Einwirkungen	1,3	1,50	Speicher voll (Stauziel)	
LK 2	X		X	X			X			X			1,62	Speicher leer (Absenziel)	
LK 3	X	X		X			X			X	LFK II, Außerplanmäßige Einwirkungen	1,2	1,43	Bauzustand	
LK 4	X	X		X			X			X			1,50	Bauzustand	
LK 5	X		X		X			X		X			1,42	OBE	
LK 6	X		X	X				X		X			1,44	OBE	
LK 7	X		X			X	X			X			1,45	Schnelle Absenkung GK UW	
LK 8	X		X			X	X			X			1,64	Schnelle Absenkung GK oW	
LK 9	X		X		X				X	X	LFK III, Extremfall	1,1	1,14	MCE	
LK 10	X		X		X		X			X			1,33	Defekte Asphaltichtung	

Tabelle 9: Abschlussdamm Schnitt A-A/2 - Berechnungsergebnisse Standsicherheitsnachweise inkl. Anforderungen

Lastfall Kombinationen	Eigengewicht	Verkehr		Wasserspiegel			Erdbeben			Gleitkreis		Lastfallklasse	Erforderliche Sicherheit	Vorhandene Sicherheit	Massgebender Belastungsfall
		Raupe	Fahrzeug	leerer Speicher	Stauziel 674,6 m.ü.A	Schnelle Absenkung	kein Erdbeben	OBE	MCE	wasserseitig	luftseitig				
LK 1	X		X		X		X			X	LFK I, planmäßige Einwirkungen	1,3	1,49	Speicher voll (Stauziel)	
LK 2	X		X	X			X			X			1,62	Speicher leer (Absenziel)	
LK 3	X	X		X			X			X	LFK II, Außerplanmäßige Einwirkungen	1,2	1,43	Bauzustand	
LK 4	X	X		X			X			X			1,50	Bauzustand	
LK 5	X		X		X			X		X			1,33	OBE	
LK 6	X		X	X				X		X			1,44	OBE	
LK 7	X		X			X	X			X			1,45	Schnelle Absenkung GK UW	
LK 8	X		X			X	X			X			1,64	Schnelle Absenkung GK oW	
LK 9	X		X		X				X	X	LFK III, Extremfall	1,1	1,11	MCE	
LK 10	X		X		X		X			X			1,17	Defekte Asphaltichtung	

Die Nachweise gegen Dammfußgleiten und hangparalleles Gleiten sind ebenfalls erbracht. Die geforderten Sicherheiten sind gewährleistet.

Im Abschnitt 4.5 wurde die Tragfähigkeit sowie die Gebrauchstauglichkeit des Kollektors nachgewiesen.

5 Zusammenfassung

Das Ziel dieser Arbeit war die Berechnung eines Steinschüttdammes mit einer Asphaltoberflächendichtung (AFRD) hinsichtlich dessen Verformungsverhaltens und der Stabilität inklusive der Berücksichtigung der Einflüsse von Nebenstrukturen (Nebenbauwerken). Für das theoretische Verständnis wurden zu Beginn die Grundlagen der FE-Berechnung sowie die zugrunde gelegten Materialtheorien erläutert. Die Stoffgesetze, die im Zuge der Arbeit detailliert erklärt wurden, bilden die Grundlage für die FE-Berechnung. Um ein naturnahes Modell abbilden zu können und um die Plausibilität der Berechnungsergebnisse zu prüfen, müssen die physikalischen Hintergründe bzw. Eigenschaften des Steinschüttmaterials bekannt sein.

Beim hier behandelten AFRD handelt es sich um einen ca. 40 m hohen Steinschüttdamm. Im FE-Programm GeoStudio 2007 wurden Standsicherheits- und Verformungsberechnungen des Dammes durchgeführt. Es wurden zwei 2D Schnitte untersucht bzw. berechnet, wobei einer durch das Stahlbetondurchlassbauwerk verläuft und der andere 10 m parallel daneben, um die Wechselwirkung (Interaktion) zwischen Kollektor und Damm zu bestimmen. Bei der Verformungsberechnung wurde der spannungsabhängige Steifemodul eingesetzt um die mit der Überlagerungshöhe zunehmender Steifigkeit zu berücksichtigen. Vereinfacht angenommen wurde die spannungsabhängige Steifigkeit mittels dem Ohde oder Janbu Potenzgesetz berechnet. Weiters wurden als Ergänzung die händischen Nachweise (Sohlschub am Dammfuß und Hangparalleles Gleiten) geführt. Der Kollektor (Stahlbetondurchlassbauwerk) wurde mittels FE-Programm Infograph modelliert und statisch ausgelegt. Aus den Berechnungsergebnissen der Standsicherheit der beiden Schnitte (A-A/1 und A-A/2) ist ersichtlich, dass der Kollektor keinen großen Einfluss auf die Böschungstabilität hat. Wie erwartet zeigen die Ergebnisse im Schnitt A-A/2 stärkere Setzungen als im Schnitt A-A/1. Die Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse ist im Abschnitt 4.6 dargestellt.

Aufgrund oft auftretender, komplexer Damm- und Untergrundgeometrie (Geologie) stoßen herkömmliche Methoden der Berechnung an ihre Grenzen und die Anwendung von Finite Elemente Programm wird zielführend. Obwohl die Methode der Finiten Elemente in der Geotechnik ein leistungsstarkes Instrument darstellt, ist bei der Anwendung jedoch Vorsicht geboten. Fast jede Problemstellung lässt sich mit Hilfe von FE-Programmen in bunte Grafiken verwandeln, aber es ist darauf zu achten ob das tatsächliche und richtige Verhalten abgebildet wird (Plausibilitätskontrolle). Nur bei Verwendung geeigneter, auf das Material abgestimmter Stoffgesetze und nach einer sorgfältigen Verifizierung der Berechnungsergebnisse, führen FE Berechnungen zu einem maximalen Mehrwert.

6 Literaturverzeichnis

- [1] M. Smesnik, M. Pucher, I. Kampel, M. Schüll, Vorlesungsskriptum Dammbau, TU Wien, 2015.
- [2] A. Kainrath, Ein Beitrag zur Untersuchung von Verformungsproblemen an Steinschüttdämmen mittels elasto-plastischer Stoffgesetze, TU Wien, 2009.
- [3] C. Kutzner, Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen; Grundlagen für Entwurf und Ausführung, 1996.
- [4] R.J. Marsal, Mechanical Properties of Rockfill, 1973.
- [5] N.D. Marachi, C.K. Chan, H.B. Seed, Evaluation of properties of rockfill materials, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 98 (1972) 95–114.
- [6] U. Smolczyk, Grundbau-Taschenbuch, 2001.
- [7] W. Striegler, Dammbau in Theorie und Praxis, 1998.
- [8] T.M. Leps, Review of Shearing Strength of Rockfill, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 96 (1970) 1159–1170.
- [9] B. Indraratna, L.S.S. Wijewardena, A.S. Balasubramaniam, Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill, Géotechnique. 43 (1993) 37–51. doi:10.1680/geot.1994.44.3.539.
- [10] M. Maksimovic, Nonlinear Failure Envelope for Soils, J. Geotech. Eng. 115 (1989) 731–733. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1989)115:4(581).
- [11] J. Billam, Some Aspects of the Behavior of Granular Materials at High Pressures, (1971) 69.
- [12] N. Barton, B. Kjaernsli, Shear strength of rockfill, J. Geotech. Eng. Div. 107 (1981) 873–891.
- [13] J. Douglas, The Shear Strength of Rock Masses, 2002.
- [14] E. Maranha das Neves, Advances in rockfill structures, 1991.
- [15] T. Schanz, Untersuchungen zum mechanischen Verhalten granularer Gemische, 1995.
- [16] R.J. Marsal, Large scale testing of rockfill materials, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 93 (1967) 27–43.
- [17] H.-F. Xing, X.-N. Gong, X.-G. Zhou, H.-F. Fu, Construction of Concrete-Faced Rockfill Dams with Weak Rocks, J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 132 (2006) 778–785. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:6(778).
- [18] U. Zareckij, B. Cumicev, V. Serbina, E. Rehfeld, E. Schulz, H. Siegl, Zum Einfluß des Wassergehalts und des Spannungsweges auf Verformbarkeit und Festigkeit von Porphy-Steinschüttmaterial, Wissenschaftliche Zeitschrift Der Hochschule Für Archit. Und Bauwes. Weimar. (1989) 103–106.
- [19] L. Forstwirtschaftsministerium, Erdbebenberechnung von Talsperren, 1996.
- [20] N. Sivakugan, M. Das Braja, Geotechnical engineering: a practical problem solving approach, 2010.
- [21] GEO-SLOPE International Ltd., Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version, in: 2010.
- [22] O.C. Rickard, N. Sitar, A General Limit Equilibrium Slope Stability Analysis Code for iOS, 2012.

- [23] D.G. Fredlund, J. Krahn, D.E. Pufhal, The relationship between limit equilibrium slope stability methods, Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Vol 3). (1981) 409–416. doi:10.1016/0148-9062(84)91799-6.
- [24] GEO-SLOPE International Ltd., Seepage Modeling with SEEP/W 2007, 2010.
- [25] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik - EANG, 2014.
- [26] D. Kolymbas, I. Herle, Stoffgesetze für Böden, Grundbau Taschenb. Tl. 1 Geotech. Grundlagen. (2008) 243.
- [27] GEO-SLOPE International Ltd., Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007, n.d.
- [28] D. Adam, Grundbau und Bodenmechanik: Studienunterlagen zur Vorlesung, TU Wien, 2016.
- [29] S. Helwany, Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications. Sam, 2007. doi:10.1002/9780470168097.
- [30] D. Lesueur, The colloidal structure of bitumen: Consequences on the rheology and on the mechanisms of bitumen modification, Adv. Colloid Interface Sci. 145 (2009) 42–82. doi:10.1016/j.cis.2008.08.011.
- [31] T. Benz, Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, 2007.